



# FACULTAD DE INGENIERÍA

Carrera de Ingeniería Civil

## EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DEL SISTEMA DE CIMENTACIÓN CON PILOTES PARA EDIFICIOS ALTOS EN TRUJILLO 2019

Tesis para optar el título profesional de:

Ingeniero Civil

Autor:

Br. Waldir Rodrigo Mendez Castro

Asesor:

Mg. Ing. Carlos Alberto Rodríguez Reyna

Trujillo - Perú

2019

## DEDICATORIA

A Dios y a mi santísima Virgen de la Puerta  
por haberme dado salud y sabiduría para  
lograr mis objetivos y realizarme como  
profesional.

A mi padre Ernesto y madre Olga, quienes  
han forjado mi camino y me han dirigido  
por el sendero correcto, por su esfuerzo, por  
sus consejos, por la motivación constante y  
por todo el amor brindado durante esta  
etapa de mi vida.

Al amor de mi vida Charito, por haberme  
apoyado y comprendido en esta etapa, a mí  
bebé que está en camino y que será mi  
futura inspiración para lograr todas mis  
metas.

## **AGRADECIMIENTO**

Un agradecimiento a la Universidad Privada del Norte, a la facultad de Ingeniería y a la escuela de Ingeniería Civil por haberme dado la oportunidad de cumplir mis metas, a sus docentes que se encargaron de nutrirme de conocimientos que ayudaron a mi crecimiento académico y profesional.

A mi asesor Ing. Carlos Alberto Rodríguez Reyna por haberme nutrido de conocimientos y gusto a la rama de estructuras, por apoyarme y permitir la realización de mi tesis.

## TABLA DE CONTENIDO

<b>DEDICATORIA .....</b>	<b>2</b>
<b>AGRADECIMIENTO.....</b>	<b>3</b>
<b>ÍNDICE DE TABLAS .....</b>	<b>6</b>
<b>ÍNDICE DE FIGURAS .....</b>	<b>9</b>
<b>ÍNDICE DE ECUACIONES .....</b>	<b>14</b>
<b>CAPÍTULO I. INTRODUCCIÓN .....</b>	<b>17</b>
1.1. Realidad problemática.....	17
1.2. Formulación del problema .....	24
1.3. Limitaciones .....	24
1.4. Objetivos .....	24
1.4.1. Objetivo general .....	24
1.4.2. Objetivos específicos .....	24
<b>CAPÍTULO II. METODOLOGÍA .....</b>	<b>25</b>
2.1. Diseño de investigación .....	25
2.1.1. No experimental.....	25
2.1.2. Transversal .....	25
2.1.3. Descriptiva .....	25
2.2. Población y muestra (Materiales, instrumentos y métodos) .....	26
2.3. Técnicas e instrumentos de recolección y análisis de datos.....	27
2.4. Procedimiento.....	30
2.4.1. Análisis estructural modelo empotrado.....	31
2.4.2. Análisis estático .....	31
2.4.3. Análisis dinámico.....	31
2.4.4. Estructura con cimentación con platea.....	32
2.4.5. Estructura con cimentación con pilotes .....	32
2.4.6. Análisis estructural modelo platea – pilotes .....	36
2.4.7. Diseño estructural de la cimentación con pilotes.....	36
2.4.7.1. Diseño estructural de la platea de cimentación .....	36
2.4.7.2. Diseño estructural del pilote .....	37
2.4.8. Elaboración de planos .....	39
2.5. Desarrollo de tesis .....	40
2.5.1. Descripción de la edificación.....	40
2.5.2. Modelo en el programa ETABS.....	44

<b>CAPÍTULO III. RESULTADOS .....</b>	<b>45</b>
3.1. Análisis sísmico estático – modelo empotrado .....	45
3.1.1. Periodo fundamental de vibración (T) .....	45
3.1.2. Factor de amplificación sísmica (C) .....	46
3.1.3. Factor de zona (Z) .....	47
3.1.4. Perfil del suelo (S).....	48
3.1.5. Categoría de la edificación y factor de uso (U) .....	49
3.1.6. Coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas (R) .....	49
3.1.7. Fuerza cortante en la base .....	61
3.1.8. Comprobación del sistema estructural .....	61
3.2. Análisis sísmico dinámico – modelo empotrado .....	63
3.2.1. Modos de vibración.....	63
3.2.2. Aceleración espectral .....	64
3.2.3. Espectro de respuesta .....	65
3.2.4. Cortante dinámico en la base .....	65
3.2.5. Fuerza cortante mínima.....	66
3.2.5. Control de derivas .....	67
3.3. Estructura con platea de cimentación.....	69
3.3.1. Primer modelo con platea (20.35m x 15.40m).....	70
3.3.2. Segundo modelo con platea (20.35m x 21.38m) .....	73
3.4. Estructura con cimentación con pilotes.....	76
3.4.1. Elección del tipo de pilote.....	77
3.4.2. Diseño geométrico de los pilotes .....	78
3.5. Análisis estructural modelo platea – pilotes.....	81
3.6. Diseño estructural de la cimentación con pilotes .....	89
3.6.1. Diseño estructural de platea de cimentación.....	89
3.6.2. Diseño estructural de pilotes .....	108
3.7. Elaboración de planos .....	135
<b>CAPÍTULO IV. DISCUSIÓN Y CONCLUSIONES .....</b>	<b>136</b>
4.1. Discusión.....	136
4.2. Conclusiones .....	138
4.3. Recomendaciones.....	140
<b>REFERENCIAS .....</b>	<b>141</b>

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla N° 01: Separación mínima entre pilotes .....	36
Tabla N° 02: Coeficiente según sistema Estructural.....	45
Tabla N° 03: Parámetros de Sitio TP y TL.....	46
Tabla N° 04: Factor de Zona “Z” .....	47
Tabla N° 05: Factor de Suelo “S” .....	48
Tabla N° 06: Categoría de la Edificación “U” .....	49
Tabla N° 07: Coeficiente Básico de Reducción “Ro”.....	50
Tabla N° 08: Irregularidad de Rigidez – Piso Blando en la dirección X-X.....	50
Tabla N° 09: Irregularidad de Rigidez – Piso Blando en la dirección Y-Y.....	51
Tabla N° 10: Irregularidad de Rigidez – Piso Débil en la dirección X-X.....	52
Tabla N° 11: Irregularidad de Rigidez – Piso Débil en la dirección Y-Y.....	53
Tabla N° 12: Irregularidad Extrema de rigidez en la dirección X-X.....	54
Tabla N° 13: Irregularidad extrema de Rigidez en la dirección Y-Y.....	55
Tabla N° 14: Irregularidad Extrema de Resistencia en la dirección X-X.....	56
Tabla N° 15: Irregularidad Extrema de Resistencia en la dirección Y-Y.....	57
Tabla N° 16: Irregularidad de Masa o Peso.....	58
Tabla N° 17: Irregularidad Torsional en la dirección X-X.....	59
Tabla N° 18: Irregularidad Torsional en la dirección Y-Y.....	60
Tabla N° 19: Comprobación del sistema estructural en la dirección X-X.....	62
Tabla N° 20: Comprobación del sistema estructural en la dirección Y-Y.....	62
Tabla N° 21: Modos de Vibración.....	63

Tabla N° 22: Aceleración espectral.....	64
Tabla N° 23: Cortante Dinámica en la Base.....	65
Tabla N° 24: Fuerza Cortante Dinámica Mínima.....	66
Tabla N° 25: Fuerza Cortante Dinámica Corregida.....	66
Tabla N° 26: Control de Derivas en la dirección X-X.....	67
Tabla N° 27: Control de Derivas en la dirección Y-Y.....	68
Tabla N° 28: Datos geotécnicos del estudio de mecánica de suelos.....	69
Tabla N° 29: Longitud, Diámetro y capacidad admisible del pilote.....	78
Tabla N° 30: Cargas actuantes en pilotes con sismo en X-X.....	79
Tabla N° 31: Cargas actuantes en pilotes con sismo en Y-Y.....	80
Tabla N° 32: Características mecánicas y geométricas del pilote D=0.50 m.....	80
Tabla N° 33: Fuerzas de diseño de los pilotes para las combinaciones de análisis.....	88
Tabla N° 34: Datos de diseño para acero positivo en platea de cimentación (H=1.20 m) en la dirección Y-Y.....	92
Tabla N° 35: Datos de diseño para acero negativo en platea de cimentación (H=1.20 m) en la dirección Y-Y.....	95
Tabla N° 36: Datos de diseño para acero positivo en platea de cimentación (H=1.20 m) en la dirección X-X.....	97
Tabla N° 37: Datos de diseño para acero positivo en platea de cimentación (H=0.95 m) en la dirección X-X.....	100
Tabla N° 38: Datos de diseño para acero negativo en platea de cimentación (H=1.20 m) en la dirección X-X.....	103
Tabla N° 39: Datos de diseño para acero negativo en platea de cimentación (H=0.95 m) en la dirección X-X.....	105

Tabla N° 40: Datos de la sección del pilote de D=50cm.....	108
Tabla N° 41: Valores de $\phi P_n$ y $\phi M_n$ para diagrama de interacción.....	109
Tabla N° 42: Valores de M22, M33 y Pu del PILOTE 2-B.....	111
Tabla N° 43: Valores de M22, M33 y Pu del PILOTE 2-F.....	112
Tabla N° 44: Valores de M22, M33 y Pu del PILOTE 2-J.....	114
Tabla N° 45: Valores de M22, M33 y Pu del PILOTE 5-B.....	115
Tabla N° 46: Valores de M22, M33 y Pu del PILOTE 5-F.....	117
Tabla N° 47: Valores de M22, M33 y Pu del PILOTE 5-J.....	118
Tabla N° 48: Valores de M22, M33 y Pu del PILOTE 8-B.....	120
Tabla N° 49: Valores de M22, M33 y Pu del PILOTE 8-F.....	121
Tabla N° 50: Valores de M22, M33 y Pu del PILOTE 8-J.....	123
Tabla N° 51: Valores de M22, M33 y Pu del PILOTE 11-B.....	124
Tabla N° 52: Valores de M22, M33 y Pu del PILOTE 11-F.....	126
Tabla N° 53: Valores de M22, M33 y Pu del PILOTE 11-J.....	127
Tabla N° 54: Fuerzas del pilote 2-B para verificación de Bresler.....	130
Tabla N° 55: Valores de Pu y Vu del pilote 2-J.....	133
Tabla N° 56: Datos del pilote 2-J para diseño por cortante.....	133

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura N° 01: Edificio en construcción con cimentación de pilotes.....	19
Figura N° 02: Esquematación del tipo de investigación.....	25
Figura N° 03: Esquematación de población y muestra.....	26
Figura N° 04: Esquema de recolección de datos.....	27
Figura N° 05: Representación lineal de diagrama de interacción del pilote.....	28
Figura N° 06: Representación del diagrama de momento flector en losa.....	29
Figura N° 07: Representación del espectro de respuesta.....	29
Figura N° 08: Esquema de procedimiento de desarrollo de tesis.....	30
Figura N° 09: Plano de Arquitectura del Sótano.....	41
Figura N° 10: Arquitectura de 1° piso a 19° piso.....	42
Figura N° 11: Esquema estructural de techo típico.....	43
Figura N° 12: Modelo de la estructura en 3D en ETABS 2016.....	44
Figura N° 13: Mapa de zonas sísmicas del Perú.....	48
Figura N° 14: Número de vértices del edificio en Etabs – irregularidad torsional.....	59
Figura N° 15: Espectro de respuesta de Pseudo Aceleraciones $R=6$ .....	65
Figura N° 16: Detalle de niveles de cimentación y sótano .....	69
Figura N° 17: Esfuerzos actuantes bajo platea de cimentación (1° modelo) por cargas de gravedad (CM+CV).....	70

Figura N° 18: Esfuerzos actuantes bajo platea de cimentación (1° modelo) por cargas de gravedad y sismo en X actuando en conjunto (CM+CV+Sx).....	71
Figura N° 19: Esfuerzos actuantes bajo platea de cimentación (1° modelo) por cargas de gravedad y sismo en Y actuando en conjunto (CM+CV+Sy).....	72
Figura N° 20: Esfuerzos actuantes bajo platea de cimentación (2° modelo) por cargas de gravedad (CM+CV).....	73
Figura N° 21: Esfuerzos actuantes bajo platea de cimentación (2° modelo) por cargas de gravedad y sismo en X actuando en conjunto (CM+CV+Sx).....	74
Figura N° 22: Esfuerzos actuantes bajo platea de cimentación (2° modelo) por cargas de gravedad y sismo en Y actuando en conjunto (CM+CV+Sy).....	75
Figura N° 23: Esfuerzos máximos actuantes en bordes de límites de propiedad.....	76
Figura N° 24: Sistema “Franki” de ejecución de un pilote.....	77
Figura N° 25: Modelo estructural platea – pilotes en ETABS 2016.....	82
Figura N° 26: Modelado de pilotes con Springs (coeficiente de balasto) en ETABS v2016.....	83
Figura N° 27: Envolvente de momentos negativos (M11) en platea de cimentación en la dirección X-X.....	84
Figura N° 28: Envolvente de momentos positivos (M11) en platea de cimentación en la dirección X-X.....	85
Figura N° 29: Envolvente de momentos negativos (M22) en platea de cimentación en la dirección Y-Y.....	86
Figura N° 30: Envolvente de momentos positivos (M22) en platea de cimentación en la dirección Y-Y.....	87
Figura N° 31: Distribución del acero positivo en platea de cimentación (H=1.20 m) en la dirección Y-Y.....	94

Figura N° 32: Distribución del acero negativo en platea de cimentación (H=1.20 m) en la dirección Y-Y.....	96
Figura N° 33: Distribución del acero positivo en platea de cimentación (H=1.20 m) en la dirección X-X.....	99
Figura N° 34: Distribución del acero positivo en platea de cimentación (H=0.95 m) en la dirección X-X.....	102
Figura N° 35: Distribución del acero negativo en platea de cimentación (H=1.20 m) en la dirección X-X.....	104
Figura N° 36: Distribución del acero negativo en platea de cimentación (H=0.95 m) en la dirección X-X.....	106
Figura N° 37: Distribución de acero negativo y positivo en platea de cimentación sin bastones.....	107
Figura N° 38: Detalle de la sección del pilote de D=50cm.....	108
Figura N° 39: Diagrama de interacción del pilote de D=50 cm.....	110
Figura N° 40: Combinaciones de diseño en diagrama de interacción del PILOTE 2-B para momentos M22.....	111
Figura N° 41: Combinaciones de diseño en diagrama de interacción del PILOTE 2-B para momentos M33.....	112
Figura N° 42: Combinaciones de diseño en diagrama de interacción del PILOTE 2-F para momentos M22.....	113
Figura N° 43: Combinaciones de diseño en diagrama de interacción del PILOTE 2-F para momentos M33.....	113
Figura N° 44: Combinaciones de diseño en diagrama de interacción del PILOTE 2-J para momentos M22.....	114
Figura N° 45: Combinaciones de diseño en diagrama de interacción del PILOTE 2-J para momentos M33.....	115

Figura N° 46: Combinaciones de diseño en diagrama de interacción del PILOTE 5-B para momentos M22.....	116
Figura N° 47: Combinaciones de diseño en diagrama de interacción del PILOTE 5-B para momentos M33.....	116
Figura N° 48: Combinaciones de diseño en diagrama de interacción del PILOTE 5-F para momentos M22.....	117
Figura N° 49: Combinaciones de diseño en diagrama de interacción del PILOTE 5-F para momentos M33.....	118
Figura N° 50: Combinaciones de diseño en diagrama de interacción del PILOTE 5-J para momentos M22.....	119
Figura N° 51: Combinaciones de diseño en diagrama de interacción del PILOTE 5-J para momentos M33.....	119
Figura N° 52: Combinaciones de diseño en diagrama de interacción del PILOTE 8-B para momentos M22.....	120
Figura N° 53: Combinaciones de diseño en diagrama de interacción del PILOTE 8-B para momentos M33.....	121
Figura N° 54: Combinaciones de diseño en diagrama de interacción del PILOTE 8-F para momentos M22.....	122
Figura N° 55: Combinaciones de diseño en diagrama de interacción del PILOTE 8-F para momentos M33.....	122
Figura N° 56: Combinaciones de diseño en diagrama de interacción del PILOTE 8-J para momentos M22.....	123
Figura N° 57: Combinaciones de diseño en diagrama de interacción del PILOTE 8-J para momentos M33.....	124
Figura N° 58: Combinaciones de diseño en diagrama de interacción del PILOTE 11-B para momentos M22.....	125
Figura N° 59: Combinaciones de diseño en diagrama de interacción del PILOTE 11-B para momentos M33.....	125

Figura N° 60: Combinaciones de diseño en diagrama de interacción del PILOTE 11-F para momentos M22.....	126
Figura N° 61: Combinaciones de diseño en diagrama de interacción del PILOTE 11-F para momentos M33.....	127
Figura N° 62: Combinaciones de diseño en diagrama de interacción del PILOTE 11-J para momentos M22.....	128
Figura N° 63: Combinaciones de diseño en diagrama de interacción del PILOTE 11-J para momentos M33.....	128
Figura N° 64: Relación demanda – capacidad de los pilotes en ETABS.....	132

## ÍNDICE DE ECUACIONES

Ecuación N° 01: Capacidad de carga última del pilote.....	33
Ecuación N° 02: Capacidad de carga por punta del pilote.....	33
Ecuación N° 03: Capacidad de carga por fricción del pilote.....	34
Ecuación N° 04: Resistencia unitaria por fricción.....	34
Ecuación N° 05: Capacidad de carga admisible del pilote.....	34
Ecuación N° 06: Verificación de capacidad admisible del pilote.....	35
Ecuación N° 07: Numero de pilotes .....	35
Ecuación N° 08: Resistencia máxima de diseño $\phi P_n$ .....	37
Ecuación N° 09: Método de cargas reciprocas (Bresler).....	38
Ecuación N° 10: Condición de usar el método de cargas reciprocas (Bresler).....	38
Ecuación N° 11: Resistencia al cortante del concreto.....	38
Ecuación N° 12: Cuantía mínima de refuerzo en espiral.....	39
Ecuación N° 13: Cuantía de refuerzo en espiral.....	39

## RESUMEN

Debido al crecimiento poblacional y a la escasez de terreno en zonas urbanas atractivas para cierto sector de la población demandante, se ha hecho necesario la construcción vertical, es decir edificaciones cada vez más altas las cuales ameritan cimentaciones apropiadas. La presente investigación se realizó en la ciudad de Trujillo, Región la Libertad en el año 2019, teniendo como objetivo principal determinar la solución estructural del sistema de cimentación para edificios altos. Para la realización de la tesis se utilizó un diseño de tipo no experimental, transversal y descriptiva, el muestreo fue no probabilístico por juicio de expertos, la recolección de datos se realizó con la técnica de la revisión documental y el instrumento utilizado fue la ficha de resumen. Esta investigación estudia la solución de la cimentación para un edificio de 19 niveles y un sótano construido en la ciudad de Trujillo, en un terreno con una capacidad admisible de 3.8 kg/cm<sup>2</sup> a 5 m de profundidad, estudiando las alternativas de platea de cimentación solamente (2 modelos) y platea más pilotes (1 modelo), considerando los límites del entorno, los conocimientos de ingeniería actuales y los criterios normativos vigentes.

Se determinó una solución estructural de la cimentación compuesta por una platea de cimentación de 20.35 m de ancho x 21.38 m de largo y 0.95 m de peralte apoyada en 90 pilotes tipo FRANKI de 50 cm de diámetro y 22 m de longitud.

## ABSTRACT

Due to population growth and scarcity of land in attractive urban areas for a certain sector of the applicant population, vertical construction has become necessary, that is, increasingly higher editions, which merit appropriate foundations. The present investigation was carried out in the city of Trujillo, La Libertad Region in 2019, with the main objective of determining the structural solution of the foundation system for tall buildings. For the realization of the thesis has become a non-experimental design, cross-sectional and descriptive, sampling has not been probabilistic expert judgment, data collection has been done with the technique of documentary review and the instrument is has used the summary form This research studies the foundation solution for a building of 19 levels and a basement built in the city of Trujillo, in a land with a permissible capacity of  $3.8 \text{ kg} / \text{cm}^2$  at 5 m depth, studying the alternatives of foundation plate only (2 models) and plate plus piles (1 model), the limits of the environment, the current engineering knowledge and the normative criteria in forcé

A structural solution of the foundation consisting of a foundation plate of 20.35 m wide x 21.38 m long and 0.95 m cant was supported on 90 FRANKI piles of 50 cm in diameter and 22 m in length.

## CAPÍTULO I. INTRODUCCIÓN

### 1.1. Realidad problemática

La ingeniería geotécnica moderna enfrenta grandes retos en cuanto al diseño de cimentaciones para edificios altos, una de las opciones más comunes de cimentación desarrolladas en diferentes partes del mundo son las cimentaciones con pilotes, las cuales satisfacen los criterios de capacidad de carga y asentamientos (Geotecnia, 2015).

En Colombia, específicamente en Cartagena en el barrio Castillo grande ubicado en una zona residencial formada por condominios los cuales por sus cercanías a las playas del sur y del norte se convierte en una zona atractiva para la inversión inmobiliaria, es por eso que presenta un gran incremento de edificaciones modernas y de gran altura pero por las características de gran dimensión de estos proyectos y por la calidad del suelo estas se hacen vulnerables frente a los asentamientos diferenciales, es por eso que la ingeniería geotécnica realiza diseños estructurales de cimentaciones con pilotes con características que puedan soportar grandes cargas y tener gran capacidad de reacción antes las acciones de los suelos (Largo, 2014).

Dubái, se ha convertido en la ciudad con la arquitectura más vanguardista del mundo por la cantidad de edificios de gran altura llamados “Rascacielos”, teniendo también que desarrollar cimentaciones apropiadas para el peso que estos ejercen. Un claro ejemplo es el BURJ KHALIFA, que con 160 pisos y más de 828 m de altura es considerado uno de los edificios más altos del mundo, este edificio se cimentó sobre una losa de 3.7 m de espesor apoyada en pilotes de 1.5 m de diámetro desplantados a una profundidad de 50 m. (Geotecnia, 2015).

En México debido a la sobrepoblación se comenzó a construir edificios de gran altura, teniendo también que desarrollar cimentaciones apropiadas para el peso que ejercen los mismos. Un claro ejemplo es el edificio LA AZTECA, en la ciudad de México que ejercía una carga promedio de 118 kpa en un suelo de arcilla altamente comprensible, para este edificio se hizo un diseño estructural de una cimentación tipo losa compensada ligada a 83 pilotes de concreto con un diámetro de 40 cm e hincados a 24 m de profundidad. Siendo esta cimentación apropiada pues se llegó a la conclusión de que disminuía los asentamientos diferenciales (Geotecnia, 2015).

En el Perú el crecimiento vertical de las ciudades es otra de las tendencias del mercado inmobiliario, esto debido a que cada vez existe menos espacio disponible. (Gestión, 2018). En el Perú actualmente se están desarrollando proyectos de edificios multifamiliares de vivienda y oficinas de grandes alturas, los cuales ameritan cimentaciones apropiadas para asegurar su estabilidad y resistencia, los pilotes aparecen como alternativas de cimentación para edificios altos pero que sin embargo en nuestro país se han usado muy poco. En la actualidad existen empresas que ofrecen servicios de diseño y construcción de cimentaciones a base de pilotes, como por ejemplo la empresa PILOTES TERRATEST S.A y PILOTES FRANKI PERUANA S.A.C que ha puesto al mercado todo tipo de pilotes que de acuerdo al terreno y al cálculo pueden tener desde 0.40 m hasta 1.50 m de diámetro y longitud de hasta 50 metros, usando concreto de un slump de 8 a 10 pulgadas. (Construye, 2013)

En Trujillo la construcción de edificios altos está muy por debajo de los construidos en la capital, sin embargo existe la necesidad de la construcción de edificios de gran altura que sean más amplios, funcionales y modernos. Edificios como la villa bolivariana, residencial las quintanas, edificio húsares de Junín y conjunto residencial Albrech II ponen en evidencia que en los últimos 10 años se vienen incrementando la altura de los edificios multifamiliares en la ciudad. En el estudio de microzonificación geotécnica del distrito de Trujillo del ing. Enrique Lujan se muestra que el terreno de Trujillo tiene capacidad portante por debajo de  $1.328 \text{ kg/cm}^2$ , valor para el cual no sería seguro normativamente construir edificaciones de más de 13 pisos con cimentación superficial sin sótano.

Actualmente la empresa CLASEM viene ejecutando la construcción del condominio multifamiliar “el mirador del golf” el cual consta de 20 niveles y que esta cimentado sobre pilotes, lo cual constata que en la ciudad de Trujillo ya se está construyendo edificios cimentados con pilotes.



*Figura N° 01: Edificio en construcción con cimentación de pilotes en Trujillo*

*Fuente: CLASEM*

La normativa que rige el diseño de las edificaciones del Perú está a cargo del Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, mediante el Reglamento Nacional de Edificaciones con sus respectivas normas de Estructuras, como la E060 concreto armado, E030 diseño sismo resistente, E050 suelos y cimentaciones, etc.

López (2016) Encontró que “para construcciones de gran magnitud y en suelos flexibles una alternativa muy buena es construir con cimentaciones profundas como es el caso de pilotes de punta y los pilotes de fricción. Los pilotes de punta deben ser usados en suelos de alta resistencia, pues en suelos arcillosos de baja resistencia tienen el inconveniente de que con el pasar de los tiempos estos tiendan a asentarse y afectar a construcciones vecinas”.

Barrantes (2017) Encontró que “el uso de la propuesta tecnológica para cimentaciones con pilotaje en edificaciones, permite disminuir los riesgos por causa de asentamientos que posteriormente conllevan a la presentación de fisuras y eventualmente el colapso de las estructuras, además las cargas obtenidas superan la capacidad admisible del suelo asegurando la estabilidad de la estructura en distintos tipos de suelos”.

Largo (2014) Encontró que “el implementar pilotes más largos en las zonas donde la cimentación presente posibles asentamientos diferenciales asegura la estabilidad de la estructura, debido a que este elemento estructural posee una mayor capacidad de carga al llegar a un extracto de suelo más resistente”.

Según lo investigado se puede decir que debido a la sobrepoblación y el poco espacio disponible se está construyendo edificios de gran altura. Es por eso que la ingeniería geotécnica está obligada a desarrollar y diseñar sistemas de cimentaciones que puedan soportar grandes cargas generadas por las edificaciones, además de tener en cuenta el tipo de suelo donde son construidas. Es así que el diseño estructural de cimentaciones con Pilotes resulta una alternativa importante en la tarea de brindar sostenibilidad y resistencia a la edificación.

La empresa PSV CONSTRUCTORES S.A en el año 2014 realizó el diseño estructural de una cimentación con pilotes pre excavado para un edificio multifamiliar en la ciudad de Chiclayo. Fueron en total 195 unidades de pilotes de longitudes entre 6.00 m y 13.00 m con diámetros de 0.60 m y 0.70 m respectivamente.

La empresa PILOTES TERRATEST S.A es una empresa especializada en diseño y construcción de obras de cimentaciones especiales. Los últimos años diseño y construyó cimentaciones a base de pilotes teniendo obras como, Proyecto Paragsha Cerro de Pasco, Proyecto ICHMA San Isidro en Lima y muchos más.

La empresa PILOTES FRANKI PERUANA S.A.C. es una empresa con amplia experiencia en la construcción de cimentaciones profundas, que además ofrece asesoría a sus clientes en la solución a los problemas de cimentaciones especiales, ha realizado diseños y construcciones en todo el Perú, la oficina del rectorado de la Uladech y el edificio de sindicato de pescadores en Chimbote son algunas de las muchas obras que ha realizado.

En Trujillo, debido al gran crecimiento poblacional el cual ha invadido casi todos los espacios habitacionales horizontales, se ha optado por construir verticalmente es decir edificaciones de gran altura los cuales han reducido espacios y tienen servicios internos que mejoran la calidad de vida de la población, que a su vez necesitan de un sistema estructural más moderno y resistente.

En la actualidad en la ciudad de Trujillo, existen edificios de hasta 45 y 60 metros de altura pero si consideramos el tipo de suelo, la cercanía al mar y la alta sismicidad de la ciudad de Trujillo estamos en la obligación y necesidad de estudiar y diseñar un tipo de cimentación que pueda soportar la gran carga producida por los edificios altos y además de poder reaccionar de una buena forma a las características propias de los suelos.

Trujillo se encuentra en una zona altamente sísmica es por eso que se debe desarrollar estudios de tecnologías y sistemas constructivos que ayuden a mejorar la resistencia de las edificaciones. Además se tiene suelos de una capacidad portante baja en comparación con suelos de lima donde se encuentran los edificios más altos del Perú, dado este problema los edificios deberían construirse con cimentaciones profundas para asegurar la estabilidad de las estructuras y disminuir los daños en las estructuras contiguas.

En esta investigación se desea proponer una alternativa de cimentación profunda a base de pilotes para resistir solicitaciones producidas por una edificación de 19 niveles y un sótano, y que además pueda satisfacer características geotecnicas como asentamientos, capacidades admisibles y esfuerzos.

Además se quiere investigar un sistema de cimentación en base al suelo existente en la ciudad de Trujillo y poder dar una información a los empresarios y entes relacionados a la construcción civil de lo importante que es construir edificios altos con cimentaciones del tipo profundas que permitan apoyar a la estructura en suelos más resistentes.

En esta investigación se desea contribuir al desarrollo tecnológico del rubro de la construcción de la ciudad de Trujillo, ya que este tipo de cimentaciones permitirá poder realizar construcciones de gran altura, pudiendo reducir la sobrepoblación de forma horizontal además de poder permitir a las personas tener una mejor calidad de vida.

Las consecuencias de no realizar este tipo de investigación pueden generar problemas en el futuro con las edificaciones modernas, puesto que pueden estar construidas con cimentaciones no apropiadas las cuales puedan aumentar la vulnerabilidad de la estructura poniendo así en riesgo la vida humana.

## 1.2. Formulación del problema

¿Cuál es la solución Estructural del sistema de Cimentación con Pilotes para Edificios Altos en Trujillo 2019?

## 1.3. Limitaciones

- No se dispone de un estudio de suelos apropiado para una cimentación profunda, ya que realizarlo sería muy costoso.
- La poca información sobre el diseño y modelado de cimentaciones profundas.

## 1.4. Objetivos

### 1.4.1. Objetivo general

- Determinar la solución estructural de una Cimentación con Pilotes para edificios altos en Trujillo

### 1.4.2. Objetivos específicos

- Realizar el análisis estructural de la estructura mediante un análisis dinámico modal espectral para un modelo empotrado.
- Realizar la modelación y análisis de la estructura con platea de cimentación en el programa ETABS 2016 y verificar los esfuerzos actuantes en el suelo para cargas de gravedad y sismo.
- Calcular la capacidad de carga admisible, cantidad y longitud de los pilotes.
- Realizar la modelación de la estructura con platea de cimentación y pilotes en el programa ETABS 2016.
- Realizar el diseño estructural de los pilotes y la platea de cimentación.
- Elaboración del plano de cimentación.

## CAPÍTULO II. METODOLOGÍA

### 2.1. Diseño de investigación

#### 2.1.1. No experimental

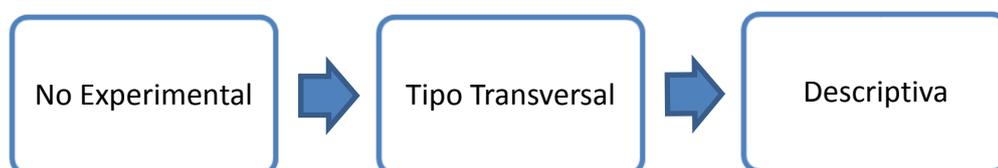
Esta investigación según su diseño es de tipo no experimental ya que no se manipula deliberadamente la variable que se está investigando. Además solo se contemplara los fenómenos en su estado natural para luego poder analizarlos.

#### 2.1.2. Transversal

Esta investigación también es de diseño transversal ya que para la recolección de datos necesarios para poder analizar y describir la variable se realizara a través de un mismo tiempo.

#### 2.1.3. Descriptiva

Esta es una investigación descriptiva ya que la variable será analizada y descrita en su forma natural en la que fue encontrada por el investigador.



*Figura N° 02: Esquemización del diseño de investigación*

*Fuente: Propia*

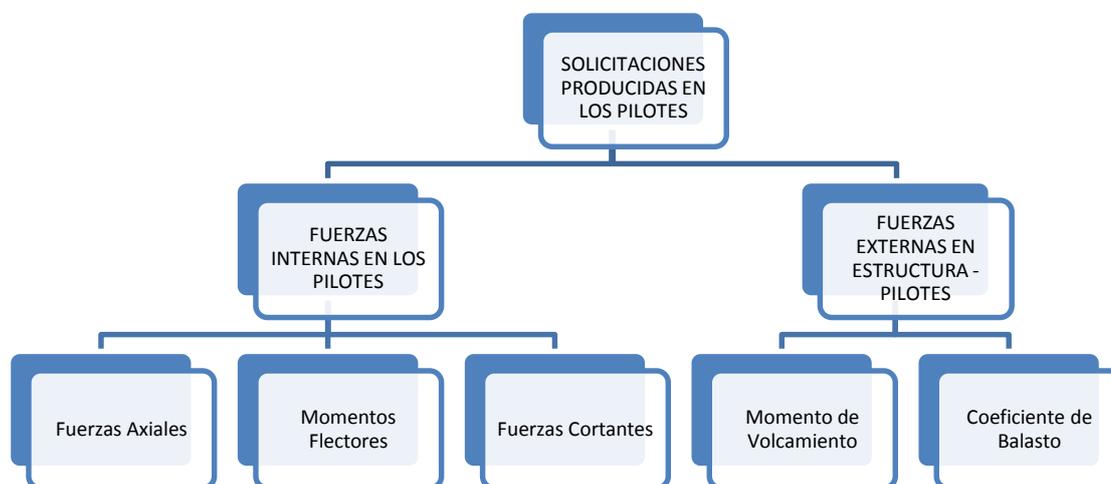
## 2.2. Población y muestra (Materiales, instrumentos y métodos)

### 2.2.1. Población

La población de esta investigación está conformada por todas las solicitaciones producidas por el edificio y por reacciones del suelo, los cuales se mencionan a continuación: Cargas verticales (peso de la estructura), Cargas laterales (producidas por el sismo)

### 2.2.2. Muestra

La técnica de muestreo es no probabilística ya que los elementos de la población se seleccionarán en base a un juicio o criterio de expertos, por lo tanto no hay necesidad de calcular el número solicitaciones que producirá el edificio. Siendo así un muestreo por conveniencia.



**Figura N° 03:** esquemización de población y muestra

*Fuente: Propia*

## 2.3. Técnicas e instrumentos de recolección y análisis de datos

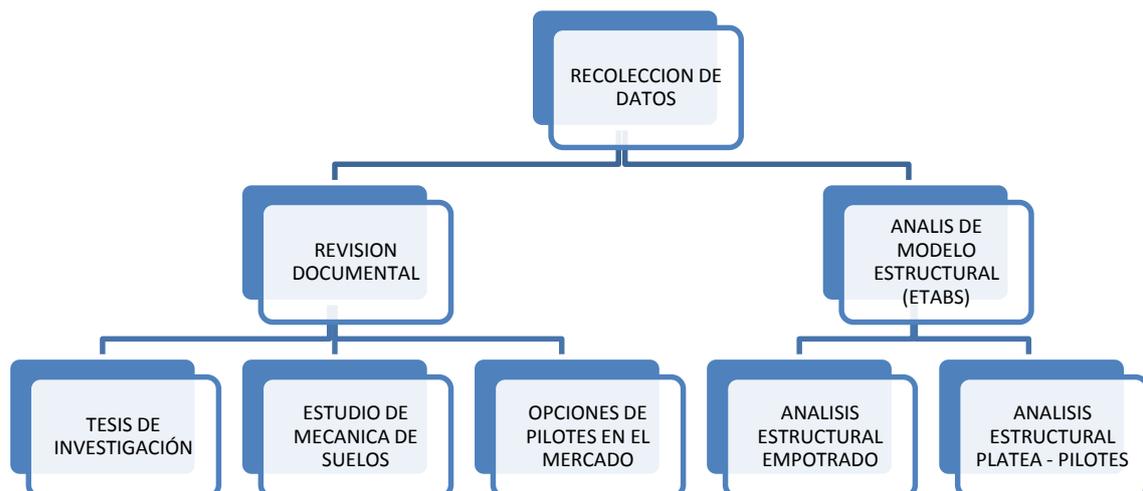
### 2.3.1. Técnica

Se utilizó la técnica de la revisión documental para la recolección de datos, ya que vamos a revisar el estudio de suelo y los planos del edificio para poder en base a estos datos diseñar la cimentación con pilotes. Además se recolectara información de las normas de estructuras del RNE.

### 2.3.2. Instrumento de recolección de datos

El instrumento a utilizados fueron la ficha de resumen en la cual se llevara el registro de los datos de las características geotécnicas del suelo estipuladas en el EMS y las hojas de cálculo las cuales incluirá información de los resultados del programa de cómputo.

#### 2.3.2.1. Esquema del procedimiento de recolección de datos



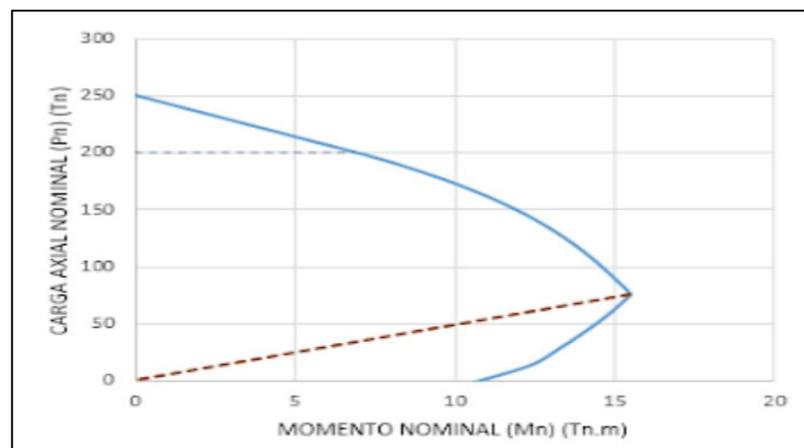
**Figura N° 04:** Esquema de recolección de datos  
 Fuente: Propia

Para la recolección de datos que servirán para el desarrollo de la presente tesis se realizara de acuerdo al esquema mostrado. En primer lugar se realizara una revisión documental de los trabajos de investigación que puedan servir para el desarrollo de la tesis, luego se analizara el estudio de mecánica de suelos que se tiene a disposición, haciendo una revisión de los datos geotécnicos que puedan servir para el diseño de los pilotes.

Además se revisara las opciones de pilotes que existen en el mercado para tener en cuenta al momento de realizar al diseño, finalmente se realizara el análisis estructural de la estructura, considerando un modelo empotrado y luego un modelo platea-pilotes para luego extraer los resultado obtenidos y poder diseñar la cimentación con pilotes.

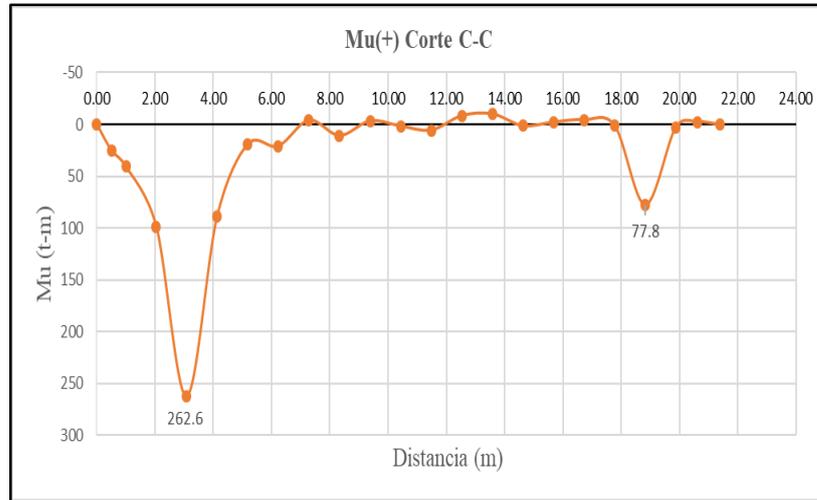
### 2.3.3. Instrumentos de análisis de datos

Los instrumentos para procesar los datos obtenidos en la investigación son los gráficos estadísticos lineales que se emplearan para representar los diagramas de interacción del pilote y el diagrama de momentos flectores de lo losa de cimentación. A continuación se muestra los gráficos típicos que se utilizaran.

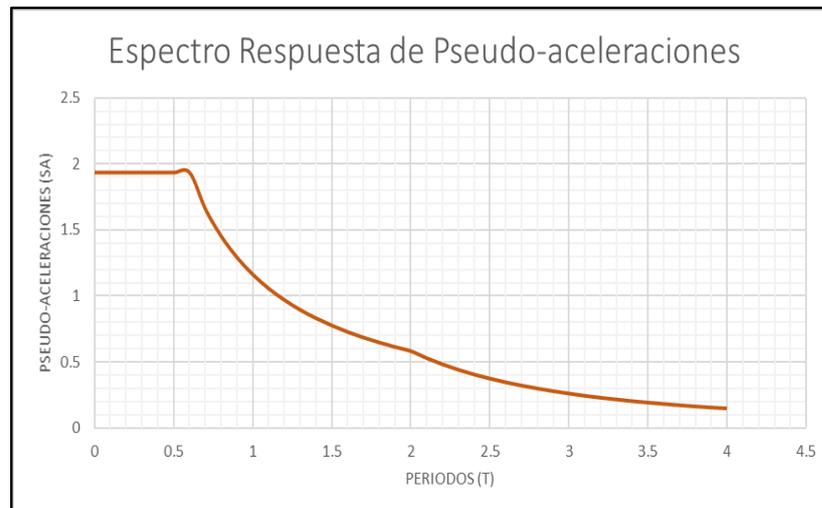


*Figura N° 05: Representación lineal de diagrama de interacción del pilote*

*Fuente: Propia*

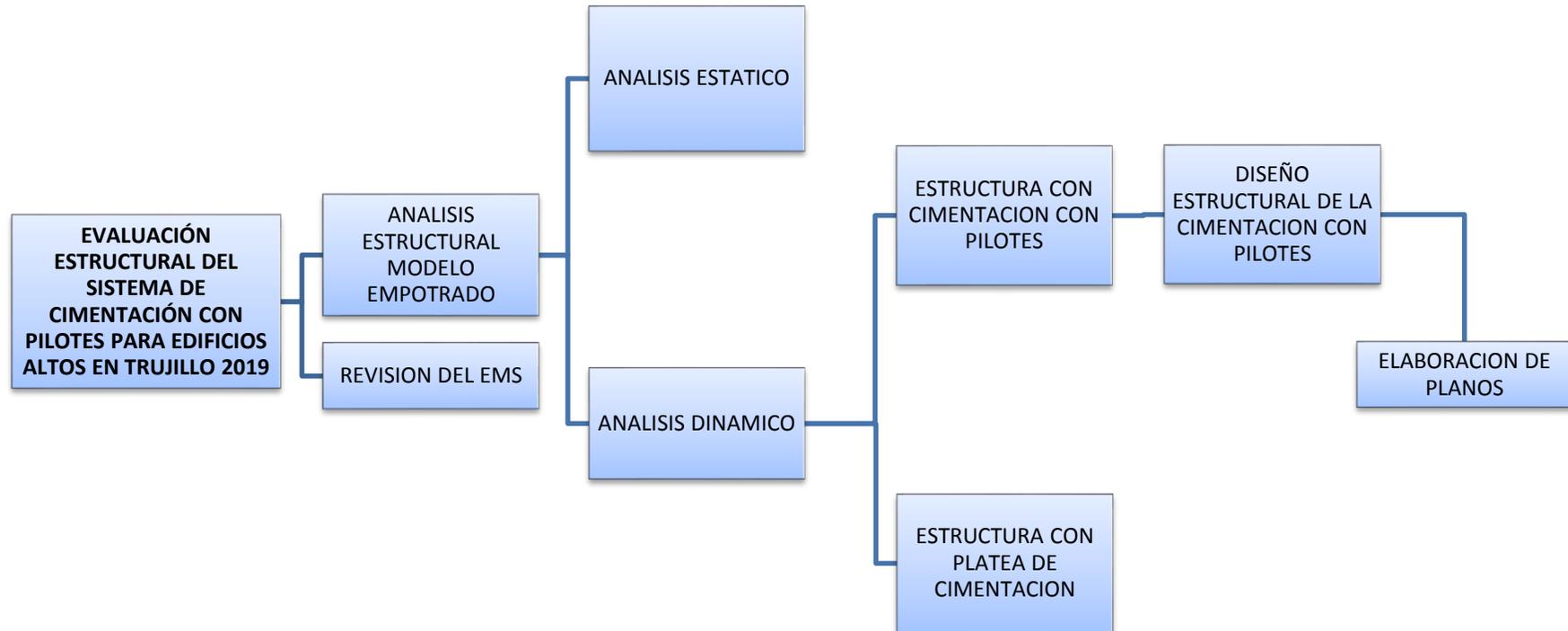


**Figura N° 06:** representación del diagrama de momento flector en losa  
 Fuente: Propia



**Figura N° 07:** representación del espectro de respuesta  
 Fuente: Propia

## 2.4. Procedimiento



*Figura N° 08: Esquema de procedimiento de desarrollo de tesis*

*Fuente: Propia*

#### **2.4.1. Análisis estructural modelo empotrado**

Se realizará un primer análisis estructural de la edificación considerando un modelo empotrado en la base que se realizara mediante un análisis dinámico modal – espectral, teniendo en cuenta la norma E030 de diseño sismo-resistente y la E020 de estructuras y cargas, en el cual se obtendrá resultados como peso de la edificación, fuerza cortante estática y dinámica y control de derivas.

##### **2.4.1.1. Revisión del estudio de mecánica de suelos**

Se realizara una revisión del estudio de mecánica de suelos disponible para la investigación, extrayendo los datos geotécnicos necesarios para estimar las características del pilote y el diseño de toda la cimentación.

#### **2.4.2. Análisis estático**

Este análisis estructural estático se realizará cumpliendo con lo especificado en la norma E030 diseño sismorresistente y servirá para poder realizar un análisis de irregularidades estructurales y poder definir el coeficiente estructural R y las determinar las cortantes estáticas.

#### **2.4.3. Análisis dinámico**

Este análisis se realizara cumpliendo con lo estipulado en la norma E030 diseño sismorresistente y para encontrar y verificar la cortante dinámica mínima y realizar el control de derivas inelásticas. Además servirá para determinar esfuerzos y fuerzas de diseño de la cimentación con pilotes.

#### **2.4.4. Estructura con cimentación con platea**

En este ítem se analizará la estructura con un modelo con platea de cimentación en el programa ETABS v16, verificando los esfuerzos actuantes producidos por la estructura en la platea. Este análisis se realizará modelando con diferentes tamaños de platea teniendo como objetivo tratar de reducir los esfuerzos actuantes.

#### **2.4.5. Estructura con cimentación con pilotes**

Después de analizar la estructura con un modelo con platea de cimentación y de encontrarse la necesidad de utilizar pilotes se procederá a calcular sus características geométricas y geotécnicas.

##### **2.4.5.1. Elección del tipo de pilote**

Para la elección del tipo de pilote se tendrá en cuenta aquellos que son más utilizados en el mercado nacional, para así tener la certeza que se dispone de la tecnología para su ejecución.

##### **2.4.5.2. Diseño geométrico de los pilotes**

Luego de haber obtenido los resultados del análisis estructural del modelo empotrado y la revisión del estudio de mecánica de suelos, se procederá a calcular características como, diámetro y longitud del pilote, el cual debe ser capaz de resistir las solicitaciones producidas por la estructura. Además de su distribución en la platea de cimentación.

#### 2.4.5.2.1. Longitud, diámetro y capacidad admisible del pilote

El diámetro del pilote se estimará tomando como referencia los datos usados por las diferentes empresas dedicadas a realizar este tipo de trabajos en el Perú, para poder tener datos reales y existentes en el mercado de la construcción de pilotes.

Para estimar la longitud del pilote se realizará calculando la capacidad de carga admisible de cada pilote definido por la siguiente ecuación.

$$Q_{ult} = Q_P + Q_s$$

**Ecuación N° 01:** Capacidad de carga ultima del pilote

Donde:

$Q_p$  = resistencia por punta del pilote

$Q_s$  = resistencia por fricción lateral suelo – pilote

#### Resistencia por punta del pilote

Según el método de Meyerhof la capacidad de resistencia por punta del pilote (en arenas) se calculara mediante la siguiente ecuación:

$$Q_P = A_p(q' * N_q) \leq A_p(0.5 * P_a * N_q * \tan\Phi)$$

**Ecuación N° 02:** Capacidad de carga por punta del pilote

Donde:

$A_p$  = área de la punta del pilote

$q'$  = esfuerzo vertical efectivo al nivel de la punta del pilote

$N_q$  = factor de capacidad de carga

$P_a$  = presión atmosférica

### Resistencia por fricción lateral suelo – pilote

La resistencia por fricción de un pilote se puede calcular con la siguiente ecuación:

$$Q_s = p \Sigma f * L$$

**Ecuación N° 03:** Capacidad de carga por fricción del pilote

$$f = K * \sigma_v * \tan(\delta)$$

**Ecuación N° 04:** Resistencia unitaria por fricción

Donde:

$p$  = perímetro de la sección del pilote

$\Delta L$  = longitud del pilote en contacto con el suelo

$f$  = resistencia unitaria por fricción a cualquier profundidad  $Z$

$K$  = coeficiente de presión lateral de tierras

$\sigma_v$  = esfuerzo vertical efectivo en la punta del pilote, pero no mayor al obtenido para una profundidad  $15 * D$

$\delta$  = ángulo de fricción pilote -suelo

Se calculara la resistencia por fricción con varias longitudes de pilotes para luego poder ver cuál es la que cumple.

Luego de calculado la capacidad de carga última del pilote, se calculara la capacidad de carga admisible del pilote mediante la siguiente ecuación:

$$Q_{adm} = \frac{Q_u}{FS}$$

**Ecuación N° 05:** Capacidad de carga admisible del pilote

Donde:

$Q_{adm}$  = capacidad de carga admisible de cada pilote

FS = factor de seguridad

Por último la longitud escogida será aquella donde la sumatoria de las capacidades de carga admisibles de todos los pilotes cumpla con lo siguiente:

$$\sum Q_{adm} > P_{edificio} + P_{platea}$$

**Ecuación N° 06:** Verificación de capacidad admisible del pilote

Donde:

$\sum Q_{adm}$  = la sumatoria de la capacidad de carga admisible de todos los pilotes

#### 2.4.5.2.2. Numero de pilotes

Para estimar el número de pilotes que son necesarios para soportar las cargas producidas por la edificación, se tendrá en cuenta el peso que ejerce la estructura y el peso de la platea de cimentación. Además se tendrá que verificar las cargas que recibe cada pilote por solicitaciones producidas por sismo.

$$\#pilotes = \frac{(P_{cm} + P_{cv}) + P_p}{P_u}$$

**Ecuación N° 07:** Número de pilotes

Donde:

$P_{cm}$  = carga muerta

$P_{cv}$  = carga viva

$P_p$  = peso de la platea

$P_u$  = carga de trabajo del pilote

También cuando se calcule la cantidad de pilotes necesarios para la estructura se tendrá en cuenta los espaciamientos mínimos entre ejes de pilotes especificados por la norma E050 suelos y cimentaciones, los cuales se describen en la siguiente tabla.

*Tabla N° 01: Separación mínima entre pilotes*

ESPACIAMIENTO MÍNIMO ENTRE PILOTES	
LONGITUD (m)	ESPACIAMIENTO ENTRE EJES
$L < 10$	3b
$10 \leq L \leq 25$	4b
$L \geq 25$	5b

Donde **b** = diámetro o mayor dimensión del pilote

*Fuente: Norma E050, 2018, P. 38*

#### 2.4.6. Análisis estructural modelo platea – pilotes

Después de ver la necesidad de pilotes y calcular cantidad, diámetro y longitud de los pilotes se realizara el modelado de la platea y los pilotes mediante el método de coeficientes de balasto en el programa ETABS 2016, para luego mediante una análisis dinámico modal – espectral se puedan obtener las fuerzas de diseño de la platea de cimentación y los pilotes.

#### 2.4.7. Diseño estructural de la cimentación con pilotes

##### 2.4.7.1. Diseño estructural de la platea de cimentación

El diseño de la platea se realizara considerando un modelo como viga continua y siguiendo el proceso de diseño de una losa maciza, además se tendrá en cuenta lo estipulado en la norma E060 concreto armado.

### 2.4.7.2. Diseño estructural del pilote

#### Diseño por flexo-compresión

El diseño estructural del pilote se realizara por flexo-compresión y consistirá en asignar una cantidad de acero de refuerzo a la sección teniendo un criterio estructural para luego determinar su diagrama de interacción y verificar que los pares de fuerzas axiales y momentos flectores de las diferentes combinaciones estén contenidos dentro del diagrama de interacción.

La resistencia de diseño  $\phi P_n$  para elementos reforzados transversalmente con espiral no deberá exceder el valor calculado con la siguiente expresión

$$\phi P_n \max = 0.85\phi [0.85f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}]$$

**Ecuación N° 08:** Resistencia máxima de diseño  $\phi P_n$

El número mínimo de barras longitudinales en elementos sometidos a compresión debe ser de 6 barras para elementos reforzados transversalmente con espiral. Además la distancia libre entre barras no será menor de 1.5 db ni de 40 mm.

#### Verificación de Flexión Biaxial

Se procede a realizar la verificación biaxial del pilote, pues la carga podría provocar flexión en ambos ejes, generando una superficie formada por curvas de iteración uniaxial, donde los momentos flectores y cargas axiales agoten la capacidad de la sección. Debido a lo indicado anteriormente la norma peruana nos indica el método a seguir manualmente en este tipo de situaciones, denominado el de las cargas recíprocas (Bresler).

$$\frac{1}{P_u} \geq \frac{1}{\phi P_{nx}} + \frac{1}{\phi P_{ny}} - \frac{1}{\phi P_{no}}$$

**Ecuación N° 09:** Método de cargas reciprocas (Bresler)

Donde:

$P_u$  : carga axial que resiste la columna en la flexión biaxial

$\phi P_{nx}$  : capacidad de la sección si solo resistiera  $M_{ux}$  ( $M_{uy}=0$ )

$\phi P_{ny}$  : capacidad de la sección si solo resistiera  $M_{uy}$  ( $M_{ux}=0$ )

$\phi P_{no}$  : capacidad de la sección si solo resistiera carga axial ( $e_x=e_y=0$ )

Si solo si:

$$\frac{P_u}{\phi P_{no}} \geq 0.1$$

**Ecuación N° 10:** Condición de usar el Método de cargas reciprocas  
(Bresler)

### Diseño por corte

La resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos sometidos a compresión axial se calculara con la siguiente formula.

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} \left( 1 + \frac{Nu}{140 A_g} \right) bwd$$

**Ecuación N° 11:** Resistencia al cortante del concreto

La cuantía volumétrica del refuerzo en espiral no será menor que el valor dado por la siguiente ecuación

$$\rho_s = 0.12 \frac{f'_c}{f_{yt}}$$

**Ecuación N° 12:** Cuantía mínima de refuerzo en espiral

y tampoco por el valor de:

$$\rho_s = 0.45 \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$$

**Ecuación N° 13:** Cuantía de refuerzo en espiral

El espaciamiento entre hélices de la espiral no debe exceder de 75 mm ni será menor de 25 mm.

#### **2.4.8. Elaboración de planos**

Los planos deberán cumplir con los requisitos estipulados en la norma E060 concreto armado, en los cuales se detallara la ubicación de los pilotes en la platea de cimentación mediante ejes estructurales, además de los detalles de la sección y su refuerzo y sus especificaciones técnicas.

## 2.5. Desarrollo de tesis

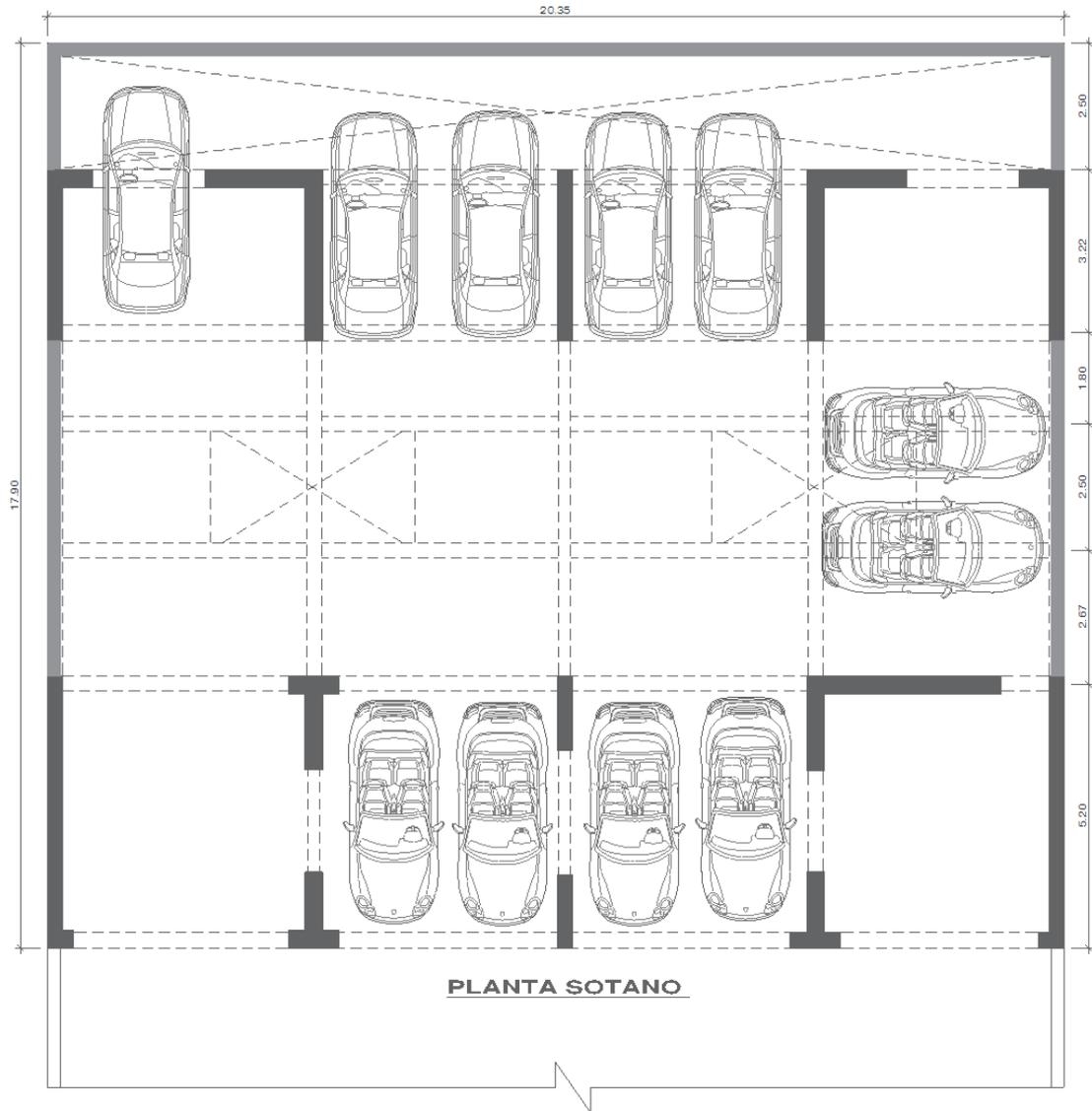
### 2.5.1. Descripción de la edificación

El proyecto desarrollado en el presente trabajo es un edificio multifamiliar ubicado en la ciudad de Trujillo, que limita por 3 frentes con edificaciones vecinas. El edificio cuenta con 19 niveles con una altura libre de entrepiso de 2.50 m y con un sótano de 3.50 m de altura libre. Las dimensiones en planta es de 20.35 m de ancho y 15.40 m de largo.

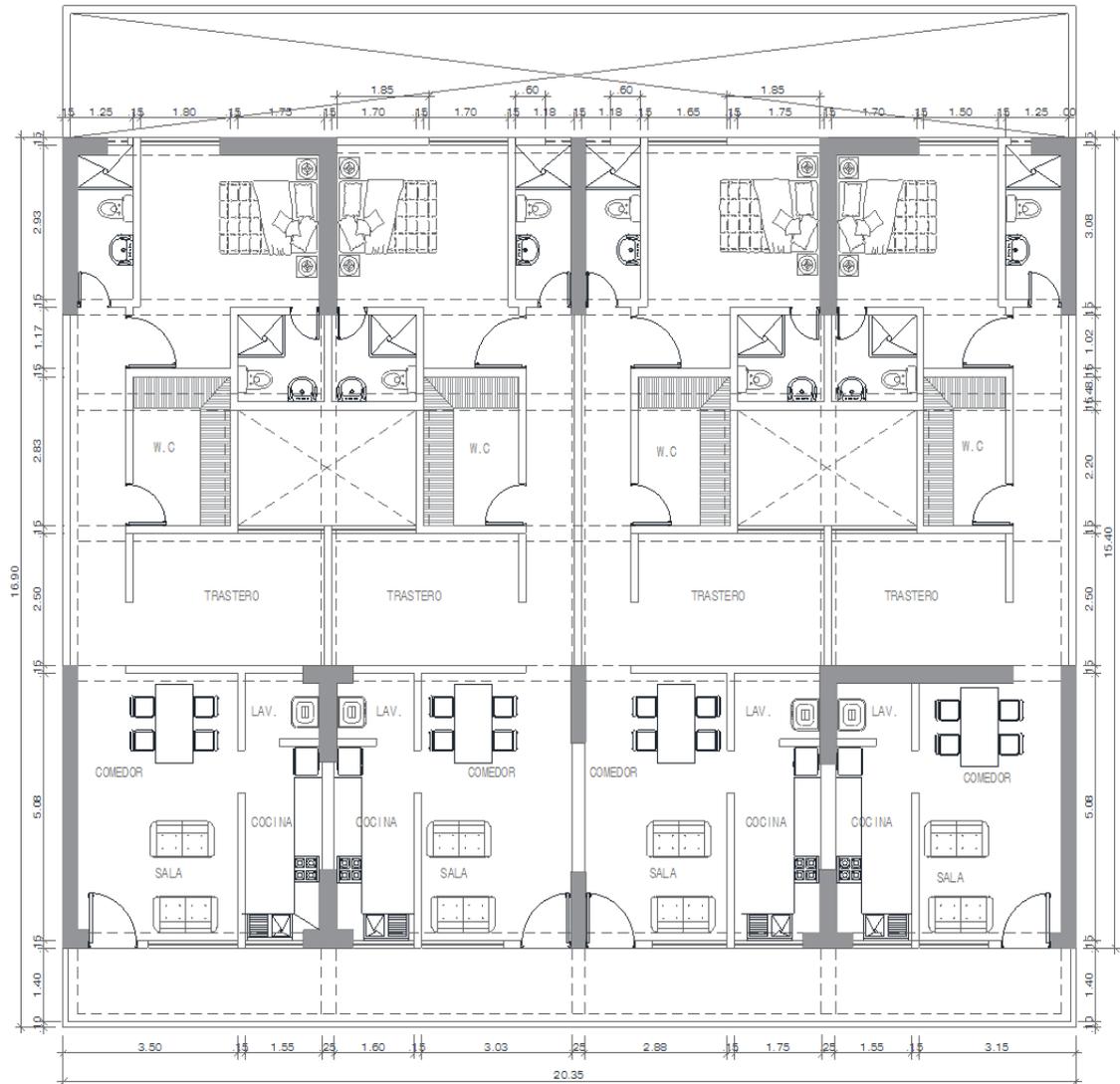
El sistema estructural considerado es de muros estructurales de 30 cm y 35 cm de espesor en ambas direcciones de análisis, además muros de concreto de 25 cm en el sótano de la dirección Y-Y. Las losas son aligeradas de 20 cm de espesor en todos los niveles.

En cuanto a los materiales utilizados, se considerara para los muros estructurales del sótano al 7° piso un concreto de  $f'c=350$  kg/cm<sup>2</sup>, del 8° piso al piso 14° un concreto de 280 kg/cm<sup>2</sup> y del piso 15° al piso 19° un concreto de resistencia 210 kg/cm<sup>2</sup>. Para vigas y losas se usara los mismos concretos, distribuidos al igual que para los muros estructurales.

En lo referente al suelo donde se cimentara el edificio, se tiene que es una Arena Uniforme (SP), con un perfil de suelo Tipo S2 (suelos intermedios). Asimismo la capacidad admisible del suelo en el nivel -5.00 m desde el NTN es de 3.8 kg/cm<sup>2</sup>.

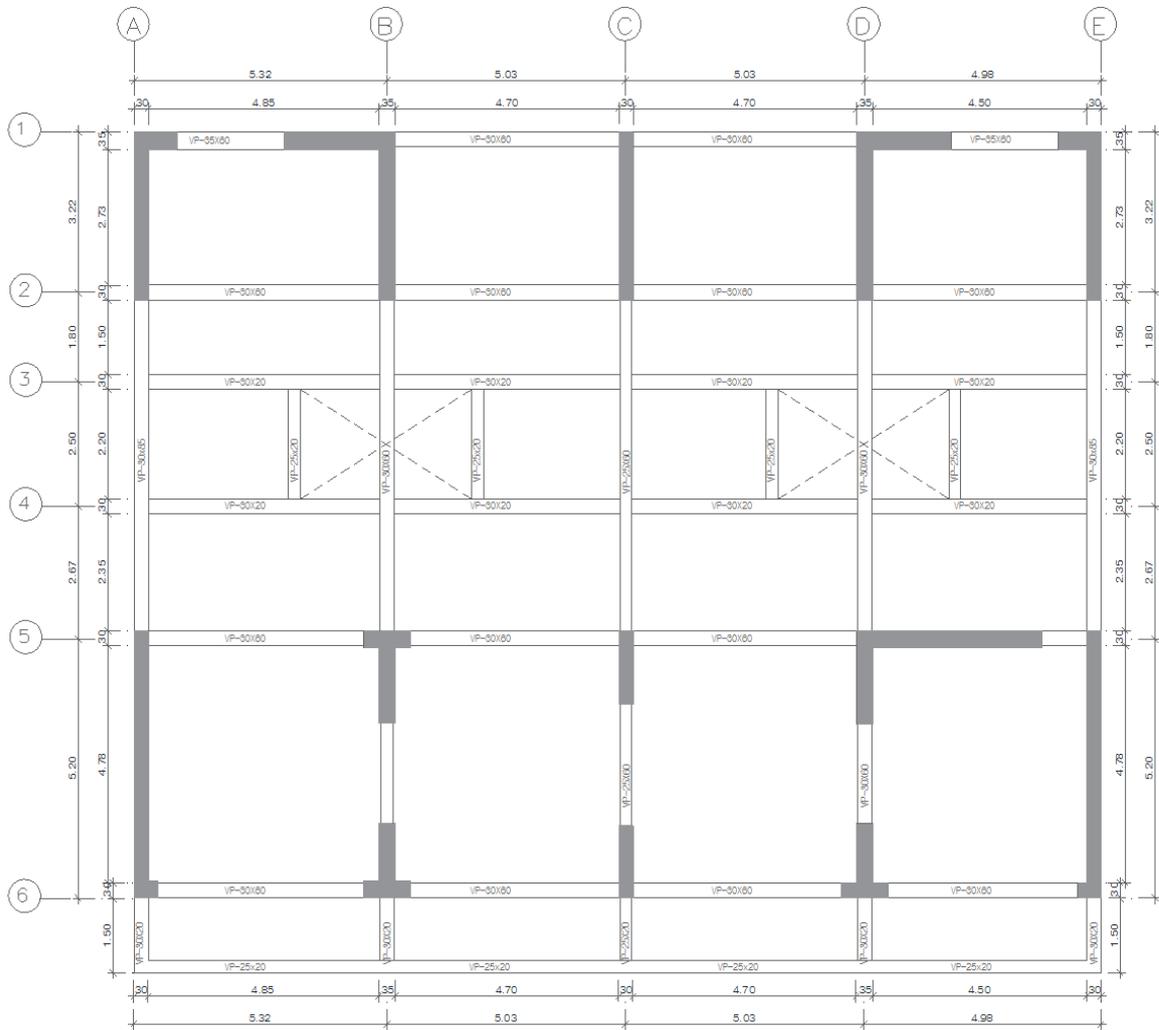


*Figura N° 09: Plano de Arquitectura del Sótano*  
*Fuente: Propia*



**PLANTA 1° PISO A 19° PISO**

*Figura N° 10: Plano de Arquitectura 1° a 19° piso*  
*Fuente: Propia*



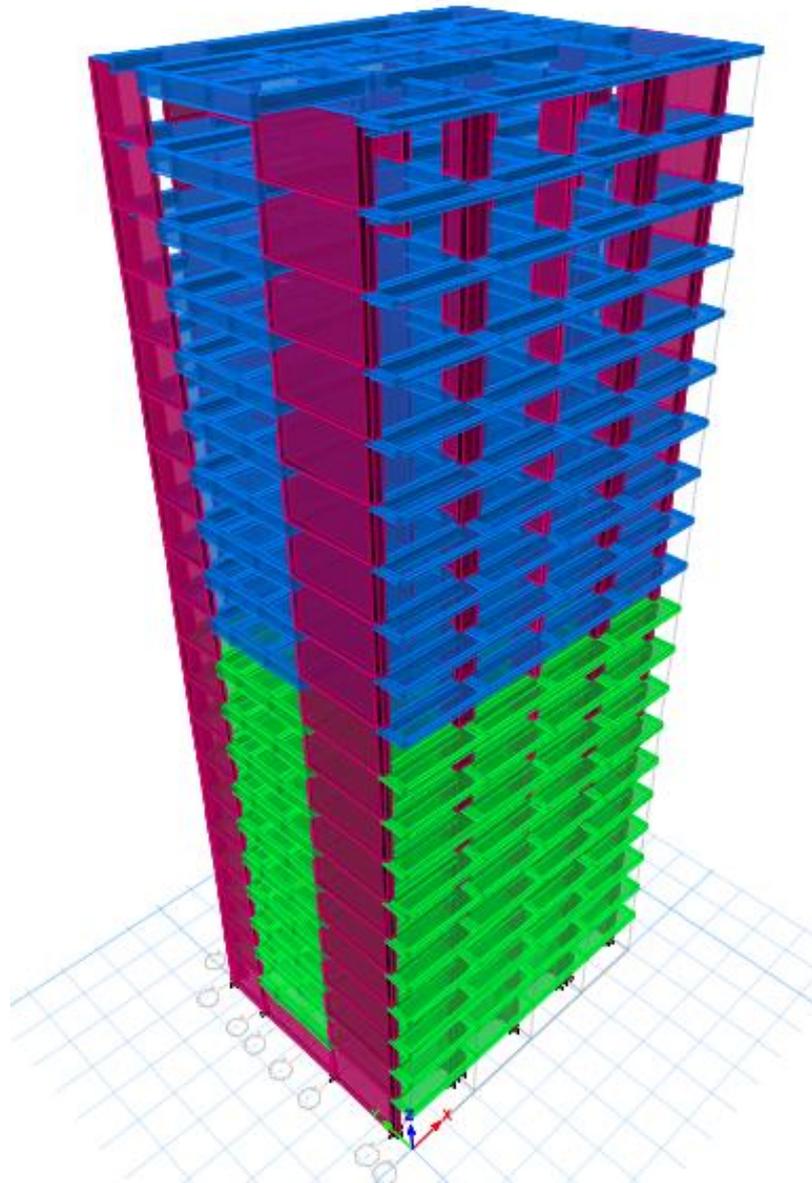
**ESQUEMA ESTRUCTURAL**

*Figura N° 11: Esquema estructural techo típico*

*Fuente: Propia*

### 2.5.2. Modelo en el programa ETABS

La modelación de la estructura se realizara en el programa ETABS 2016, mediante un modelo tridimensional de la estructura y considerando un análisis elástico.



*Figura N° 12: Modelo de la estructura en 3D en ETABS*

*Fuente: Propia – ETABS v16*

## CAPÍTULO III. RESULTADOS

### 3.1. Análisis sísmico estático – modelo empotrado

#### 3.1.1. Periodo fundamental de vibración (T)

El periodo fundamental de vibración inicial para la dirección “X” y “Y” respectivamente se estimara con la siguiente expresión.

$$T = \frac{h_n}{C_t}$$

Donde:

T = periodo fundamental de vibración

$h_n$  = altura de la edificación desde el nivel de terreno natural

$C_t$  = coeficiente según sistema estructural

El coeficiente  $C_t$  será tomado de la tabla proporcionado por la norma E030:

**Tabla N° 02:** Coeficiente según sistema Estructural

$C_t = 35$	Para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean únicamente: a) Pórticos de concreto armado sin muros de corte. b) Pórticos dúctiles de acero con uniones resistentes a momentos, sin arriostramiento.
$C_t = 45$	Para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean únicamente: a) Pórticos de concreto armado con muros en las cajas de ascensores y escaleras. b) Pórticos de acero arriostrados
$C_t = 60$	Para edificios de albañilería y para todos los edificios de concreto armado duales, de muros estructurales y muros de ductilidad limitada.

*Fuente:* Norma E030, 2018, P. 26

$$h_n = 51.30 \text{ m}$$

$$C_t = 60 \text{ (muros estructurales)}$$

$$T_{x,y} = \frac{51.30}{60} = 0.8550 \text{ s}$$

### 3.1.2. Factor de amplificación sísmica (C)

El factor de amplificación sísmica (C) se definirá de acuerdo a las características de sitio del proyecto y por las siguientes expresiones.

$$T < T_p \quad C = 2.5$$

$$T_p < T < T_L \quad C = 2.5 * \left(\frac{T_p}{T}\right)$$

$$T > T_L \quad C = 2.5 * \left(\frac{T_p * T_L}{T^2}\right)$$

Para calcular el  $T_p$  y  $T_L$  se debe tener en cuenta el tipo de suelo donde se proyecta la edificación, para la edificación se cuenta con el estudio de mecánica de suelos del lugar donde especifica que se tiene un suelo tipo S2.

*Tabla N° 03: Parámetros de Sitio  $T_p$  y  $T_L$*

PERIODOS " $T_p$ " Y " $T_L$ "				
	Perfil de suelo			
	S1	S1	S2	S3
$T_p$ (S)	0,3	0,4	0,6	1,0
$T_L$ (S)	3,0	2,5	2,0	1,6

*Fuente: Norma E030, 2018, P. 14*

Por lo tanto los valores tomados serán los siguientes:

$$T_p = 0.6$$

$$T_L = 2.0$$

Como  $T=0.8550$  s esta entre estos datos y se cumple  $T_p < T < T_L$  el factor de amplificación  $C$  se calcular de la siguiente manera:

$$C = 2.5 * \left( \frac{0.6}{0.8550} \right) = 1.754$$

### 3.1.3. Factor de zona (Z)

El presente trabajo de investigación se encontrara ubicado en la provincia de Trujillo, región de la libertad, la cual pertenece a la ZONA 4 según la microzonificación sísmica expuesto en el mapa de la norma E030 diseño sismorresistente, “a cada zona se le otorga un factor  $Z$  el cual se interpreta como la aceleración máxima horizontal en suelo rígido con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años, dicho factor se expresa como una fracción de la aceleración de la gravedad” (E030, 2018, P, 8)

**Tabla N° 04:** Factor de Zona “Z”

FACTORES DE ZONA "Z"	
ZONA	Z
<b>4</b>	<b>0,45</b>
3	0,35
2	0,25
1	0,10

**Fuente:** Norma E030, 2018, P. 11



*Figura N° 13: Mapa de zonas sísmicas del Perú  
Fuente: Norma E030, 2018, P. 10*

### 3.1.4. Perfil del suelo (S)

Del estudio de mecánica de suelos para la presente investigación se tiene un perfil de suelo TIPO S2 y pertenece a la ZONA 4, con estos datos se escogerá el factor de suelo S de la siguiente tabla proporcionada por la norma E030 diseño sismorresistente.

*Tabla N° 05: Factor de Suelo "S"*

<b>FACTOR DE SUELO "S"</b>				
Suelo	S1	S1	S2	S3
Zona				
Z4	0,80	1,00	1,05	1,10
Z3	0,80	1,00	1,15	1,20
Z2	0,80	1,00	1,20	1,40
Z1	0,80	1,00	1,60	2,00

*Fuente: Norma E030, 2018, P. 14*

De la tabla se obtiene que para el tipo de suelo y el lugar de ubicación de la edificación el factor de suelo es  $S=1.05$

### 3.1.5. Categoría de la edificación y factor de uso (U)

La edificación será destinada para vivienda y catalogada como edificación común “C” con un factor  $U=1.0$  según la norma E030 diseño sismorresistente.

*Tabla N° 06: Categoría de la Edificación “U”*

CATEGORIA	DESCRIPCION	CATEGORIA U
C Edificaciones Comunes	Edificaciones comunes tales como: viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes.	1,0

*Fuente: Norma E030, 2018, P. 16*

### 3.1.6. Coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas (R)

El coeficiente de reducción sísmica se obtendrá por el producto de los siguientes términos:

$$R = R_0 * I_a * I_p$$

#### Coeficiente básico de reducción sísmica $R_0$

Este coeficiente básico de reducción sísmica se escogerá según el sistema estructural de concreto armado y de acuerdo a la norma E030 diseño sismorresistente.

*Tabla N° 07: Coeficiente Básico de Reducción “Ro”*

sistema estructural	Coeficiente Básico de Reducción Ro
<b>Concreto Armado</b>	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4

*Fuente: Norma E030, 2018, P. 19*

La edificación es de muros estructurales en ambas direcciones  $R_0 = 6$

### Factor de Irregularidad en altura $I_a$

#### ➤ Irregularidad de Rigidez – Piso Blando

Existe irregularidad de rigidez cuando la rigidez lateral de un entrepiso es menor que 70% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior.

*Tabla N° 08: Irregularidad de Rigidez – Piso Blando en la dirección X-X*

PISO	SISMO	CORTANTE ENTREPISO	D. RELATIVO C.M	RIGIDEZ LATERAL (Ki)	0.70 Ki	Ki < 0.70 Ki+1
20	SE-X	35.66	0.00347	10,267.98	7,187.59	
19	SE-X	100.24	0.00381	26,297.09	18,407.96	No Existe
18	SE-X	160.08	0.00399	40,080.95	28,056.66	No Existe
17	SE-X	215.29	0.00419	51,356.94	35,949.86	No Existe
16	SE-X	265.97	0.00439	60,655.53	42,458.87	No Existe
15	SE-X	312.26	0.00456	68,448.18	47,913.73	No Existe
14	SE-X	354.27	0.00471	75,152.69	52,606.89	No Existe
13	SE-X	392.13	0.00483	81,119.18	56,783.42	No Existe
12	SE-X	425.97	0.00491	86,685.96	60,680.17	No Existe
11	SE-X	455.94	0.00495	92,128.35	64,489.84	No Existe
10	SE-X	482.18	0.00493	97,746.14	68,422.30	No Existe
9	SE-X	504.84	0.00485	104,070.15	72,849.11	No Existe
8	SE-X	524.09	0.00471	111,225.49	77,857.84	No Existe
7	SE-X	540.11	0.00453	119,334.16	83,533.91	No Existe
6	SE-X	553.07	0.00428	129,372.51	90,560.76	No Existe
5	SE-X	563.18	0.00395	142,685.99	99,880.19	No Existe
4	SE-X	570.67	0.00353	161,618.21	113,132.75	No Existe
3	SE-X	575.80	0.00299	192,703.41	134,892.39	No Existe
2	SE-X	578.85	0.00232	249,826.93	174,878.85	No Existe
1	SE-X	580.31	0.00144	404,397.14		No Existe

*Fuente: Propia*

En la dirección X se comprueba que no existe irregularidad de rigidez – piso blando ya que la rigidez de un entrepiso no es menor que el 70% de la rigidez lateral de un piso inmediato superior tal como se muestra en la anterior tabla.

**Tabla N° 09:** Irregularidad de Rigidez – Piso Blando en la dirección Y-Y

PISO	SISMO	CORTANTE ENTREPISO	D. RELATIVO C.M	RIGIDEZ LATERAL (Ki)	0.70 Ki	Ki < 0.70 Ki+1
20	SE-Y	38.45	0.00399	9,646.39	6,752.47	
19	SE-Y	108.32	0.00409	26,471.85	18,530.29	No Existe
18	SE-Y	173.29	0.00423	41,006.34	28,704.44	No Existe
17	SE-Y	233.46	0.00437	53,398.42	37,378.90	No Existe
16	SE-Y	288.92	0.00452	63,920.11	44,744.08	No Existe
15	SE-Y	339.78	0.00465	73,008.34	51,105.84	No Existe
14	SE-Y	386.15	0.00477	80,988.36	56,691.85	No Existe
13	SE-Y	428.15	0.00485	88,259.72	61,781.80	No Existe
12	SE-Y	465.89	0.00490	95,175.98	66,623.18	No Existe
11	SE-Y	499.49	0.00490	102,041.49	71,429.04	No Existe
10	SE-Y	529.10	0.00484	109,295.66	76,506.96	No Existe
9	SE-Y	554.85	0.00473	117,428.19	82,199.73	No Existe
8	SE-Y	576.89	0.00455	126,899.80	88,829.86	No Existe
7	SE-Y	595.38	0.00430	138,427.32	96,899.12	No Existe
6	SE-Y	610.49	0.00398	153,505.41	107,453.78	No Existe
5	SE-Y	622.42	0.00356	174,739.89	122,317.93	No Existe
4	SE-Y	631.39	0.00304	207,966.93	145,576.85	No Existe
3	SE-Y	637.63	0.00238	268,248.97	187,774.28	No Existe
2	SE-Y	641.43	0.00154	417,600.85	292,320.59	No Existe
1	SE-Y	643.33	0.00059	1,097,830.89		No Existe

*Fuente: Propia*

En la dirección Y se comprueba que no existe irregularidad de rigidez – piso blando ya que la rigidez de un entrepiso no es menor que el 70% de la rigidez lateral de un piso inmediato superior tal como se muestra en la anterior tabla.

➤ **Irregularidad de Rigidez – Piso Débil**

Existe irregularidad de rigidez – piso débil cuando la fuerza cortante de un entrepiso es menor a 80% la cortante del entrepiso inmediato superior.

$$K_i < 0.80 K_{i+1}$$

*Tabla N° 10: Irregularidad de Rigidez – Piso Débil en la dirección X-X*

NIVELES	SISMO	CORTANTE ENTREPISO (Vi)	0.80 Vi	Vi < 0.80 Vi+1
20	SE-X	35.66	28.53	
19	SE-X	100.24	80.20	No Existe
18	SE-X	160.08	128.07	No Existe
17	SE-X	215.29	172.23	No Existe
16	SE-X	265.97	212.78	No Existe
15	SE-X	312.26	249.81	No Existe
14	SE-X	354.27	283.42	No Existe
13	SE-X	392.13	313.70	No Existe
12	SE-X	425.97	340.78	No Existe
11	SE-X	455.94	364.75	No Existe
10	SE-X	482.18	385.75	No Existe
9	SE-X	504.84	403.88	No Existe
8	SE-X	524.09	419.28	No Existe
7	SE-X	540.11	432.09	No Existe
6	SE-X	553.07	442.45	No Existe
5	SE-X	563.18	450.55	No Existe
4	SE-X	570.67	456.54	No Existe
3	SE-X	575.80	460.64	No Existe
2	SE-X	578.85	463.08	No Existe
1	SE-X	580.31		No Existe

*Fuente: Propia*

En la dirección X se muestra que la cortante de un entrepiso es mayor al 80% de la cortante del entrepiso inmediato superior, por lo que no existe irregularidad de rigidez – piso débil.

*Tabla N° 11: Irregularidad de Rigidez – Piso Débil en la dirección Y-Y*

NIVELES	SISMO	CORTANTE ENTREPISO (Vi)	0.80 Vi	Vi < 0.80 Vi+1
20	SE-Y	38.45	30.76	
19	SE-Y	108.32	86.66	No Existe
18	SE-Y	173.29	138.63	No Existe
17	SE-Y	233.46	186.77	No Existe
16	SE-Y	288.92	231.14	No Existe
15	SE-Y	339.78	271.82	No Existe
14	SE-Y	386.15	308.92	No Existe
13	SE-Y	428.15	342.52	No Existe
12	SE-Y	465.89	372.71	No Existe
11	SE-Y	499.49	399.59	No Existe
10	SE-Y	529.10	423.28	No Existe
9	SE-Y	554.85	443.88	No Existe
8	SE-Y	576.89	461.51	No Existe
7	SE-Y	595.38	476.30	No Existe
6	SE-Y	610.49	488.39	No Existe
5	SE-Y	622.42	497.94	No Existe
4	SE-Y	631.39	505.11	No Existe
3	SE-Y	637.63	510.10	No Existe
2	SE-Y	641.43	513.15	No Existe
1	SE-Y	643.33		No Existe

*Fuente: Propia*

En la dirección Y se muestra que la cortante de un entrepiso es mayor al 80% de la cortante del entrepiso inmediato superior, por lo que no existe irregularidad de rigidez – piso débil.

➤ **Irregularidad Extrema de Rigidez**

Existe irregularidad de rigidez cuando la rigidez lateral de un entrepiso es menor que 60% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior.

$$K_i < 0.60 K_{i+1}$$

**Tabla N° 12:** Irregularidad Extrema de rigidez en la dirección X-X

PISO	SISMO	CORTANTE ENTREPISO	D. RELATIVO C.M	RIGIDEZ LATERAL (Ki)	0.60 Ki	Ki < 0.60 Ki+1
20	SE- X	35.66	0.00347	10,267.98	6,160.79	
19	SE- X	100.24	0.00381	26,297.09	15,778.25	No Existe
18	SE- X	160.08	0.00399	40,080.95	24,048.57	No Existe
17	SE- X	215.29	0.00419	51,356.94	30,814.17	No Existe
16	SE- X	265.97	0.00439	60,655.53	36,393.32	No Existe
15	SE- X	312.26	0.00456	68,448.18	41,068.91	No Existe
14	SE- X	354.27	0.00471	75,152.69	45,091.62	No Existe
13	SE- X	392.13	0.00483	81,119.18	48,671.51	No Existe
12	SE- X	425.97	0.00491	86,685.96	52,011.58	No Existe
11	SE- X	455.94	0.00495	92,128.35	55,277.01	No Existe
10	SE- X	482.18	0.00493	97,746.14	58,647.68	No Existe
9	SE- X	504.84	0.00485	104,070.15	62,442.09	No Existe
8	SE- X	524.09	0.00471	111,225.49	66,735.29	No Existe
7	SE- X	540.11	0.00453	119,334.16	71,600.49	No Existe
6	SE- X	553.07	0.00428	129,372.51	77,623.51	No Existe
5	SE- X	563.18	0.00395	142,685.99	85,611.59	No Existe
4	SE- X	570.67	0.00353	161,618.21	96,970.93	No Existe
3	SE- X	575.80	0.00299	192,703.41	115,622.05	No Existe
2	SE- X	578.85	0.00232	249,826.93	149,896.16	No Existe
1	SE- X	580.31	0.00144	404,397.14		No Existe

*Fuente: Propia*

En la dirección X se comprueba que no existe irregularidad extrema de rigidez, ya que la rigidez de un entrepiso no es menor que el 60% de la rigidez lateral de un piso inmediato superior tal como se muestra en la anterior tabla.

*Tabla N° 13: Irregularidad extrema de Rigidez en la dirección Y-Y*

PISO	SISMO	CORTANTE ENTREPISO	D. RELATIVO C.M	RIGIDEZ LATERAL (Ki)	0.70 Ki	Ki < 0.70 Ki+1
20	SE-Y	38.45	0.00399	9,646.39	5,787.83	
19	SE-Y	108.32	0.00409	26,471.85	15,883.11	No Existe
18	SE-Y	173.29	0.00423	41,006.34	24,603.81	No Existe
17	SE-Y	233.46	0.00437	53,398.42	32,039.05	No Existe
16	SE-Y	288.92	0.00452	63,920.11	38,352.07	No Existe
15	SE-Y	339.78	0.00465	73,008.34	43,805.00	No Existe
14	SE-Y	386.15	0.00477	80,988.36	48,593.02	No Existe
13	SE-Y	428.15	0.00485	88,259.72	52,955.83	No Existe
12	SE-Y	465.89	0.00490	95,175.98	57,105.59	No Existe
11	SE-Y	499.49	0.00490	102,041.49	61,224.89	No Existe
10	SE-Y	529.10	0.00484	109,295.66	65,577.40	No Existe
9	SE-Y	554.85	0.00473	117,428.19	70,456.91	No Existe
8	SE-Y	576.89	0.00455	126,899.80	76,139.88	No Existe
7	SE-Y	595.38	0.00430	138,427.32	83,056.39	No Existe
6	SE-Y	610.49	0.00398	153,505.41	92,103.24	No Existe
5	SE-Y	622.42	0.00356	174,739.89	104,843.94	No Existe
4	SE-Y	631.39	0.00304	207,966.93	124,780.16	No Existe
3	SE-Y	637.63	0.00238	268,248.97	160,949.38	No Existe
2	SE-Y	641.43	0.00154	417,600.85	250,560.51	No Existe
1	SE-Y	643.33	0.00059	1,097,830.89		No Existe

*Fuente: Propia*

En la dirección Y se comprueba que no existe irregularidad extrema de rigidez, ya que la rigidez de un entrepiso no es menor que el 60% de la rigidez lateral de un piso inmediato superior tal como se muestra en la anterior tabla.

#### ➤ Irregularidad Extrema de Resistencia

Existe irregularidad de rigidez – piso débil cuando la fuerza cortante de un entrepiso es menor a 80% la cortante del entrepiso inmediato superior.

$$K_i < 0.65 K_{i+1}$$

*Tabla N° 14: Irregularidad Extrema de Resistencia en la dirección X-X*

PISO	SISMO	CORTANTE ENTREPISO (Vi)	0.65 Vi	Vi < 0.65 Vi+1
20	SISMO X	35.66	23.18	
19	SISMO X	100.24	65.16	No Existe
18	SISMO X	160.08	104.05	No Existe
17	SISMO X	215.29	139.94	No Existe
16	SISMO X	265.97	172.88	No Existe
15	SISMO X	312.26	202.97	No Existe
14	SISMO X	354.27	230.28	No Existe
13	SISMO X	392.13	254.88	No Existe
12	SISMO X	425.97	276.88	No Existe
11	SISMO X	455.94	296.36	No Existe
10	SISMO X	482.18	313.42	No Existe
9	SISMO X	504.84	328.15	No Existe
8	SISMO X	524.09	340.66	No Existe
7	SISMO X	540.11	351.07	No Existe
6	SISMO X	553.07	359.49	No Existe
5	SISMO X	563.18	366.07	No Existe
4	SISMO X	570.67	370.94	No Existe
3	SISMO X	575.80	374.27	No Existe
2	SISMO X	578.85	376.25	No Existe
1	SISMO X	580.31		No Existe

*Fuente: Propia*

En la dirección X se muestra que la cortante de un entrepiso es mayor al 65% de la cortante del entrepiso inmediato superior, por lo que no existe irregularidad extrema de rigidez.

*Tabla N° 15: Irregularidad Extrema de Resistencia en la dirección Y-Y*

PISO	SISMO	CORTANTE ENTREPISO (Vi)	0.65 Vi	Vi < 0.65 Vi+1
20	SISMO Y	38.45	24.99	
19	SISMO Y	108.32	70.41	No Existe
18	SISMO Y	173.29	112.64	No Existe
17	SISMO Y	233.46	151.75	No Existe
16	SISMO Y	288.92	187.80	No Existe
15	SISMO Y	339.78	220.86	No Existe
14	SISMO Y	386.15	251.00	No Existe
13	SISMO Y	428.15	278.30	No Existe
12	SISMO Y	465.89	302.83	No Existe
11	SISMO Y	499.49	324.67	No Existe
10	SISMO Y	529.10	343.92	No Existe
9	SISMO Y	554.85	360.65	No Existe
8	SISMO Y	576.89	374.98	No Existe
7	SISMO Y	595.38	386.99	No Existe
6	SISMO Y	610.49	396.82	No Existe
5	SISMO Y	622.42	404.58	No Existe
4	SISMO Y	631.39	410.40	No Existe
3	SISMO Y	637.63	414.46	No Existe
2	SISMO Y	641.43	416.93	No Existe
1	SISMO Y	643.33		No Existe

*Fuente: Propia*

En la dirección X se muestra que la cortante de un entrepiso es mayor al 65% de la cortante del entrepiso inmediato superior, por lo que no existe irregularidad extrema de rigidez.

#### ➤ Irregularidad de Masa o Peso

Existe irregularidad de masa o peso cuando el peso de un piso es mayor que 1.5 veces el peso de un piso adyacente.

$$P_{i+1} > 1.5P_i$$

**Tabla N° 16: Irregularidad de Masa o Peso**

NIVEL	MASAS	PESO
20	17.41	170.79
19	34.96	342.99
18	34.96	342.99
17	34.96	342.99
16	34.96	342.99
15	34.96	342.99
14	34.96	342.99
13	34.96	342.99
12	34.96	342.99
11	34.96	342.99
10	34.96	342.99
9	34.96	342.99
8	34.96	342.99
7	34.96	342.99
6	34.96	342.99
5	34.96	342.99
4	34.96	342.99
3	34.96	342.99
2	34.96	342.99
1	38.01	372.86

*Fuente: Propia*

$$342.99 > 1.5 * 372.86$$

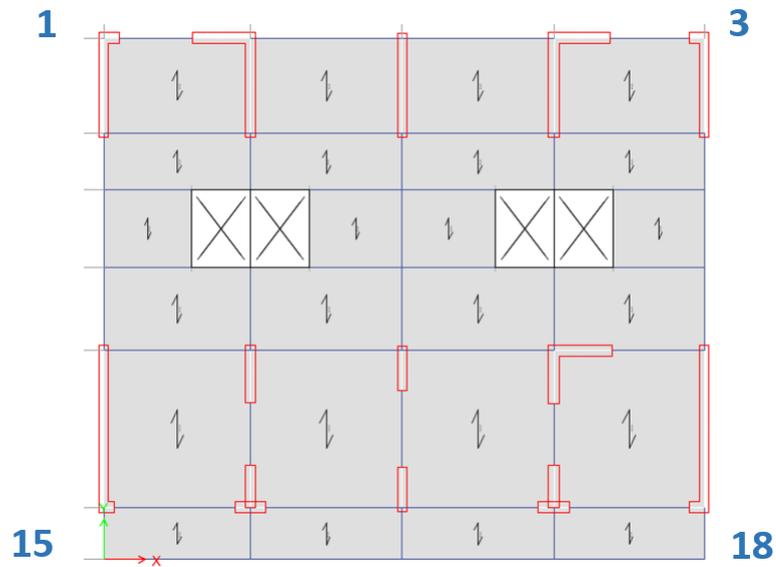
$$342.99 > 559.29 \rightarrow \text{No Existe}$$

Como se aprecia el peso del entrepiso 2 no es mayor que 1.5 veces el peso del entrepiso 1, por lo tanto no existe irregularidad de masa o peso

## Factor de Irregularidad en Planta $I_p$

### ➤ Irregularidad Torsional

Existe irregularidad cuando el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio es mayor que 1.3 veces el promedio de los desplazamientos relativos de los extremos del mismo entrepiso.



**Figura N° 14:** Número de Vértices del edificio en Etabs – irregularidad torsional

Fuente: Propia – ETABS v16

**Tabla N° 17:** Irregularidad Torsional en la dirección X-X

PISO	EXT.	SISMO	DESPL.	D. RELATIVO	H. entrepiso	DERIVAS	50% D. PERM.
20	15	SE-X	0.1007	0.0029	2.7	0.00109	0.0035
19	15	SE-X	0.0977				
20	18	SE-X	0.1007	0.0029	2.7	0.00109	0.0035
19	18	SE-X	0.0977				
20	1	SE-X	0.0866	0.0025	2.7	0.00092	0.0035
19	1	SE-X	0.0841				
20	3	SE-X	0.0866	0.0025	2.7	0.00092	0.0035
19	3	SE-X	0.0841				

Fuente: Propia

*Tabla N° 18: Irregularidad Torsional en la dirección Y-Y*

PISO	EXT.	SISMO	DESPL.	D. RELATIVO	H. entrepiso	DERIVAS	50% D. PERM.
20	15	SE-Y	0.0874	0.0047	2.7	0.00175	0.0035
19	15	SE-Y	0.0827				
20	18	SE-Y	0.1003	0.0054	2.7	0.00199	0.0035
19	18	SE-Y	0.0949				
20	1	SE-Y	0.0874	0.0047	2.7	0.00175	0.0035
19	1	SE-Y	0.0827				
20	3	SE-Y	0.1003	0.0054	2.7	0.00199	0.0035
19	3	SE-Y	0.0949				

*Fuente: Propia*

Se concluye que como la estructura posee diafragma rígido y la máxima deriva de entrepiso no es mayor que el 50% de la deriva permisible por la norma, no existe irregularidad torsional y tampoco torsional extrema.

Por lo tanto se obtiene:

$$I_a = 1.0$$

$$I_p = 1.0$$

Entonces el coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas R, sería:

$$R = R_0 * I_a * I_p$$

$$R = 6 * 1 * 1$$

$$R = 6$$

### 3.1.7. Fuerza cortante en la base

$$V = \frac{Z * U * C * S}{R} * P$$

Nuevo periodo  $T_x = 1.491 \rightarrow C=1.00604$

Nuevo periodo  $T_y = 1.26 \rightarrow C=1.19048$

$Z = 0.45$

$U = 1.00$

$S = 1.05$

$P = 7106.05 \text{ ton}$

$$V_x = \frac{0.45 * 1 * 1.00604 * 1.05}{6} * 7106.05 = \mathbf{562.98 \text{ ton}}$$

$$V_y = \frac{0.45 * 1 * 1.19048 * 1.05}{6} * 7106.05 = \mathbf{666.19 \text{ ton}}$$

### 3.1.8. Comprobación del sistema estructural

Inicialmente en la edificación se considera un sistema estructural de muros estructurales en ambas direcciones de análisis, ahora teniendo ya la cortante estática en la base, verificaremos si las placas cumplen con la cortante mínima.

Según la E030, se considera muros estructurales cuando en los mismos actúa por lo menos el 70% de la fuerza cortante en la base.

*Tabla N° 19: Comprobación del sistema estructural en la dirección X-X*

Story	Pier	sismo	Location	V3 (ton)
piso 1	P1	SE- X	Base	9.64
piso 1	P2	SE- X	Base	19.37
piso 1	P4	SE- X	Base	19.29
piso 1	P5	SE- X	Base	10.91
piso 1	P6	SE- X	Base	19.06
piso 1	P8	SE- X	Base	224.25
piso 1	P9	SE- X	Base	25.09
piso 1	P10	SE- X	Base	106.94
piso 1	P12	SE- X	Base	81.73
piso 1	P13	SE- X	Base	25.07
Sumatoria =				541.37

*Fuente: Propia*

$$\%V \text{ muros} = \frac{541.37}{562.98} = 96.16\%$$

Como la cortante que actúan en las placas en la dirección X es **96.16 %** mayor que el 70% que es el mínimo especificado en la norma E030, se asume un sistema de muros estructurales con R=6

*Tabla N° 20: Comprobación del sistema estructural en la dirección Y-Y*

Story	Pier	sismo	Location	V2 (ton)
piso 2	P1	SE- X	Base	138.25
piso 2	P2	SE- X	Base	15.97
piso 2	P3	SE- X	Base	11.04
piso 2	P4	SE- X	Base	18.47
piso 2	P5	SE- X	Base	167.66
piso 2	P6	SE- X	Base	22.72
piso 2	P7	SE- X	Base	14.43
piso 2	P8	SE- X	Base	27.38
piso 2	P9	SE- X	Base	74.87
piso 2	P10	SE- X	Base	27.70
piso 2	P11	SE- X	Base	20.10
piso 2	P12	SE- X	Base	28.40
piso 2	P13	SE- X	Base	97.27
Sumatoria =				664.26

*Fuente: Propia*

$$\%V \text{ muros} = \frac{664.26}{666.19} = 99.71\%$$

para muros estructurales  $\rightarrow 99.71\% > 70\%$

Como la cortante que actúan en las placas en la dirección Y es 99.71 % mayor que el 70% que es el mínimo especificado en la norma E030, se asume un sistema de muros estructurales con un R=6

### 3.2. Análisis sísmico dinámico – modelo empotrado

#### 3.2.1. Modos de vibración

Se considera los modos de vibración cuya suma de masas efectivas sea por lo menos el 90% de la masa total.

*Tabla N° 21: Modos de Vibración*

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY
Modal	1	1.491	0.6805	0.0003	0	0.68	0.00
Modal	2	1.26	0.0005	0.6777	0	0.68	0.68
Modal	3	0.928	0.0433	0.0002	0	0.72	0.68
Modal	4	0.423	0.1411	1.74E-06	0	0.87	0.68
Modal	5	0.312	1.24E-06	0.1543	0	0.87	0.83
Modal	6	0.26	0.0125	0.0014	0	0.88	0.83
Modal	7	0.205	0.0435	0.0001	0	0.92	0.83
Modal	8	0.138	1.82E-05	0.057	0	0.92	0.89
Modal	9	0.131	0.0258	0.0003	0	0.95	0.89
Modal	10	0.122	0.0016	0.0014	0	0.95	0.89
Modal	11	0.09	0.016	6.72E-06	0	0.96	0.89
Modal	12	0.08	1.68E-05	0.0321	0	0.96	0.92

*Fuente: Propia*

Como se observa en el cuadro siguiente, en la dirección “X” solo bastaría analizar la estructura con 7 modos y para la dirección “Y” solo con 11 modos ya que en solo estos modos se logró tener el 90% de masa participativa.

### 3.2.2. Aceleración espectral

El espectro inelástico de pseudoaceleraciones está definido por:

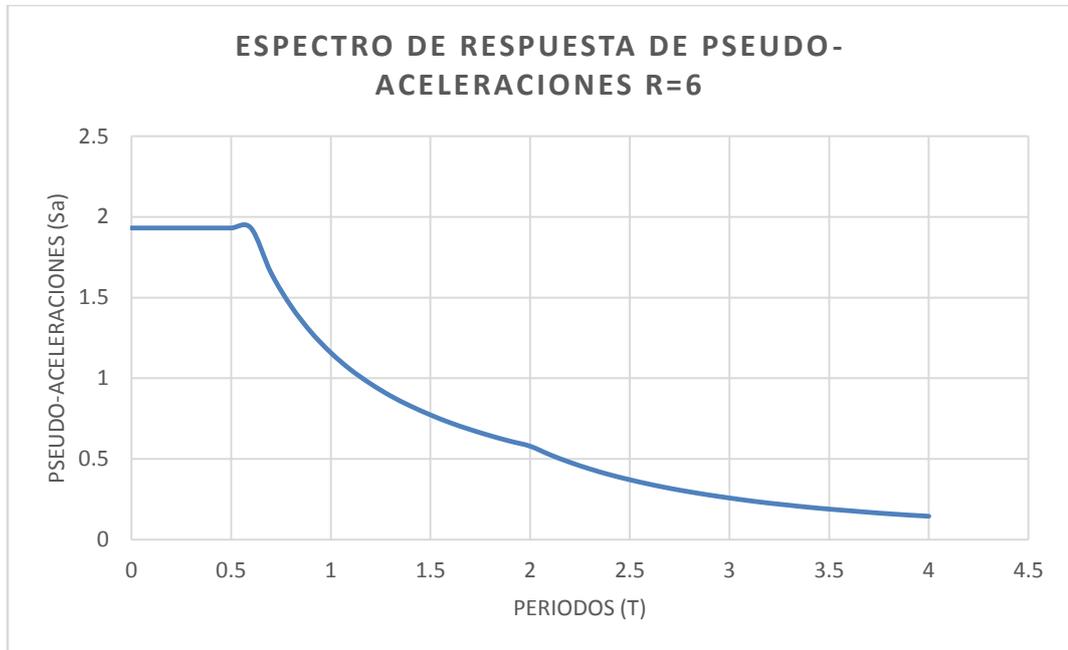
$$S_a = \frac{Z * U * C * S}{R} * g$$

Tabla N° 22: Aceleración espectral

T	C	FE=(Z.U.S.g)/Rxy	Saxy
0	2.5	0.773	1.931
0.2	2.50	0.773	1.931
0.3	2.50	0.773	1.931
0.4	2.50	0.773	1.931
0.5	2.50	0.773	1.931
0.6	2.50	0.773	1.931
0.7	2.14	0.773	1.655
0.8	1.88	0.773	1.449
0.9	1.67	0.773	1.288
1.0	1.50	0.773	1.159
1.1	1.36	0.773	1.053
1.2	1.25	0.773	0.966
1.3	1.15	0.773	0.891
1.4	1.07	0.773	0.828
1.5	1.00	0.773	0.773
1.6	0.94	0.773	0.724
1.7	0.88	0.773	0.682
1.8	0.83	0.773	0.644
1.9	0.79	0.773	0.610
2.0	0.75	0.773	0.579
2.1	0.68	0.773	0.526
2.2	0.62	0.773	0.479
2.3	0.57	0.773	0.438
2.4	0.52	0.773	0.402
2.5	0.48	0.773	0.371
2.6	0.44	0.773	0.343
2.7	0.41	0.773	0.318
2.8	0.38	0.773	0.296
2.9	0.36	0.773	0.276
3.0	0.33	0.773	0.258
3.1	0.31	0.773	0.241
3.2	0.29	0.773	0.226
3.3	0.28	0.773	0.213
3.4	0.26	0.773	0.200
3.5	0.24	0.773	0.189
3.6	0.23	0.773	0.179
3.7	0.22	0.773	0.169
3.8	0.21	0.773	0.160
3.9	0.20	0.773	0.152
4.0	0.19	0.773	0.145

Fuente: Propia

### 3.2.3. Espectro de respuesta



*Figura N° 15: Espectro de Respuesta de Pseudo - Aceleraciones R=6*  
Fuente: Propia

### 3.2.4. Cortante dinámico en la base

Las fuerzas cortantes dinámicas en la base calculadas por el programa ETABS se muestran a continuación

*Tabla N° 23: Cortante Dinámica en la Base*

<b>CORTANTE DINAMICA</b>	<b>FX (Ton)</b>	<b>FY (Ton)</b>
SD-X	445.10	-
SD-Y	-	513.84

*Fuente: Propia*

### 3.2.5. Fuerza cortante mínima

Según la norma E030 debe cumplir que la cortante dinámica en la base no debe ser menor que el 80% de la cortante estática para estructuras regulares.

*Tabla N° 24: Fuerza Cortante Dinámica Mínima*

SISMO	Vx (ton)	Vy (ton)
S_EST	562.98	666.19
S_DIN	445.10	513.84
Porcentaje	79.06%	77.13%
Factor de Escala	1.012	1.037

*Fuente: Propia*

Como se observa en el cuadro es necesario realizar un escalamiento de fuerzas en la dirección “X” y “Y” puesto que la cortante dinámica es menor que el 80% de la cortante estática, según lo requerido con la norma E030. Obteniendo las nuevas cortantes dinámicas que si cumple.

*Tabla N° 25: Fuerza Cortante Dinámica Corregida*

SISMO	Vx (ton)	Vy (ton)
S_EST	<b>562.98</b>	<b>666.19</b>
S_DIN	<b>450.38</b>	<b>532.96</b>
Porcentaje	80.00%	80.00%

*Fuente: Propia*

### 3.2.5. Control de derivas

Los desplazamientos relativos elásticos serán calculados de la siguiente manera:

$$D_{elastico} = \frac{\Delta_i - \Delta_{i-1}}{H_i}$$

Y los desplazamientos inelásticos serán calculados multiplicando por 0.75R los desplazamientos elásticos.

$$D_{inelastico} = 0.75R * (D_{elastico}) < 0.007 \text{ (segun E030)}$$

*Tabla N° 26: Control de Derivas en la dirección X-X*

Piso	Diafragma	Sismo	UX m	A. entrepiso (m)	Derivas Elásticas	Derivas Inelásticas	Deriva E030 ≤ 0.007
20	D20	SD-X	0.06041	2.7	0.00058	0.0026	Cumple
19	D19	SD-X	0.05884	2.7	0.00093	0.0042	Cumple
18	D18	SD-X	0.05632	2.7	0.00099	0.0045	Cumple
17	D17	SD-X	0.05365	2.7	0.00106	0.0048	Cumple
16	D16	SD-X	0.05079	2.7	0.00112	0.0050	Cumple
15	D15	SD-X	0.04776	2.7	0.00118	0.0053	Cumple
14	D14	SD-X	0.04457	2.7	0.00124	0.0056	Cumple
13	D13	SD-X	0.04124	2.7	0.00128	0.0058	Cumple
12	D12	SD-X	0.03778	2.7	0.00132	0.0059	Cumple
11	D11	SD-X	0.03423	2.7	0.00134	0.0058	Cumple
10	D10	SD-X	0.03061	2.7	0.00135	0.0059	Cumple
9	D9	SD-X	0.02696	2.7	0.00136	0.0061	Cumple
8	D8	SD-X	0.02329	2.7	0.00135	0.0061	Cumple
7	D7	SD-X	0.01964	2.7	0.00133	0.0060	Cumple
6	D6	SD-X	0.01604	2.7	0.00129	0.0058	Cumple
5	D5	SD-X	0.01254	2.7	0.00123	0.0055	Cumple
4	D4	SD-X	0.00922	2.7	0.00113	0.0051	Cumple
3	D3	SD-X	0.00616	2.7	0.00099	0.0045	Cumple
2	D2	SD-X	0.00348	2.7	0.00079	0.0036	Cumple
1	D1	SD-X	0.00134	3.5	0.00038	0.0017	Cumple

*Fuente: Propia*

*Tabla N° 27: Control de Derivas en la dirección Y-Y*

Piso	Diafragma	Sismo	UX m	A. entrepiso (m)	Derivas Elásticas	Derivas Inelásticas	Deriva E030 $\leq 0.007$
20	D20	SD-Y	0.05534	2.7	0.00100	0.0045	Cumple
19	D19	SD-Y	0.05263	2.7	0.00104	0.0047	Cumple
18	D18	SD-Y	0.04983	2.7	0.00107	0.0048	Cumple
17	D17	SD-Y	0.04694	2.7	0.00111	0.0050	Cumple
16	D16	SD-Y	0.04394	2.7	0.00115	0.0052	Cumple
15	D15	SD-Y	0.04083	2.7	0.00119	0.0054	Cumple
14	D14	SD-Y	0.03762	2.7	0.00122	0.0055	Cumple
13	D13	SD-Y	0.03432	2.7	0.00125	0.0056	Cumple
12	D12	SD-Y	0.03096	2.7	0.00126	0.0057	Cumple
11	D11	SD-Y	0.02755	2.7	0.00127	0.0057	Cumple
10	D10	SD-Y	0.02413	2.7	0.00126	0.0057	Cumple
9	D9	SD-Y	0.02074	2.7	0.00124	0.0056	Cumple
8	D8	SD-Y	0.01740	2.7	0.00120	0.0054	Cumple
7	D7	SD-Y	0.01415	2.7	0.00115	0.0052	Cumple
6	D6	SD-Y	0.01106	2.7	0.00107	0.0048	Cumple
5	D5	SD-Y	0.00817	2.7	0.00096	0.0043	Cumple
4	D4	SD-Y	0.00556	2.7	0.00083	0.0037	Cumple
3	D3	SD-Y	0.00333	2.7	0.00065	0.0029	Cumple
2	D2	SD-Y	0.00157	2.7	0.00042	0.0019	Cumple
1	D1	SD-Y	0.00043	3.5	0.00012	0.0006	Cumple

*Fuente: Propia*

Como se puede apreciar en los cuadros anteriores las derivas inelásticas cumplen con lo estipulado en la norma E030 diseño sismorresistente que especifica una máxima deriva de 0.007 para edificaciones de concreto armado.

### 3.3. Estructura con platea de cimentación

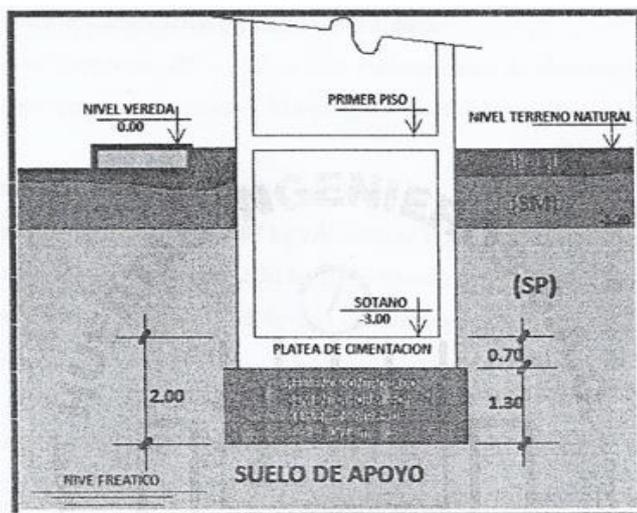
En primera instancia se consideró que el edificio será cimentado con una platea, teniendo que realizar verificaciones de esfuerzos y asentamientos tanto para cargas de gravedad y sismo.

Del estudio de mecánica de suelos utilizado para la presente investigación tenemos que la capacidad admisible del suelo a una profundidad de -5.00 m medido desde el NTN es de 38 ton/m<sup>2</sup> según lo especificado en el EMS, además de los siguientes datos presentados en la siguiente tabla.

*Tabla N° 28: Datos geotécnicos del estudio de mecánica de suelos*

NOTAS TECNICAS	
Df min (m)	-5.00
<b>qadm (kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>3.80</b>
Asentamiento Inmediato (cm)	2.50
Asentamiento Tolerable (cm)	1.88
Coefficiente de balasto (kg/cm <sup>3</sup> )	1.62

*Fuente: Propia - EMS*



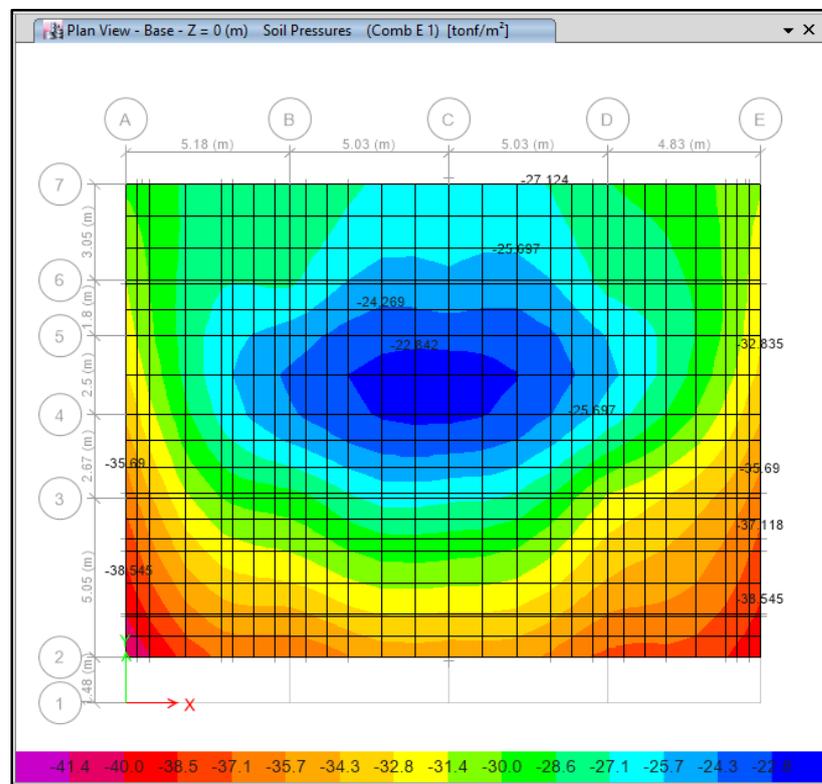
*Figura N° 16: Niveles de cimentación y sótano*

*Fuente: Propia - EMS*

### 3.3.1. Primer modelo con platea (20.35m x 15.40m)

El primer modelo realizado fue considerando la estructura con una platea de cimentación de 20.35 m x 15.40 m y un peralte de 0.85 m, para este caso se realizó la verificación de esfuerzos actuantes tanto por carga de gravedad y sismo.

#### 3.3.1.1. Esfuerzos actuantes por cargas de gravedad

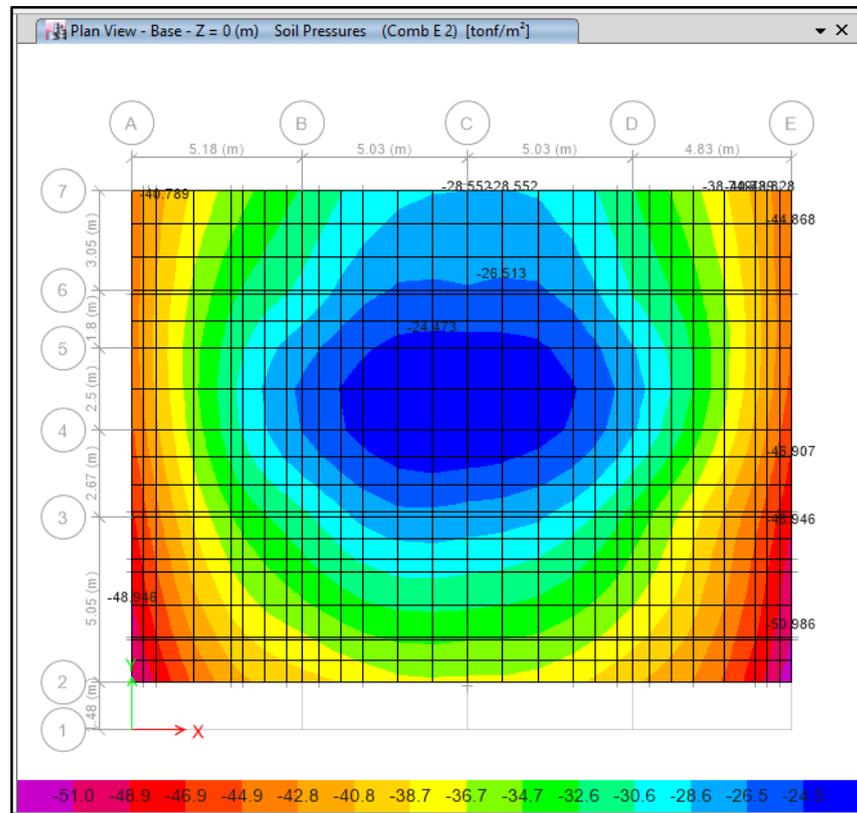


*Figura N° 17: Esfuerzos Actuantes bajo platea de cimentación (1° modelo) por cargas de gravedad (CM+CV)*

*Fuente: Propia – ETABS v16*

Realizado el modelo en el programa ETABS se obtuvieron los esfuerzos actuantes en el nivel de fondo de platea (-3.85m), teniendo esfuerzos máximos de 40.72 ton/m<sup>2</sup> en los bordes de la platea, siendo estos mayores a la capacidad admisible del suelo por lo tanto no estaría cumpliendo en el control de esfuerzos por cargas de gravedad.

### 3.3.1.2. Esfuerzos actuantes por sismo en X

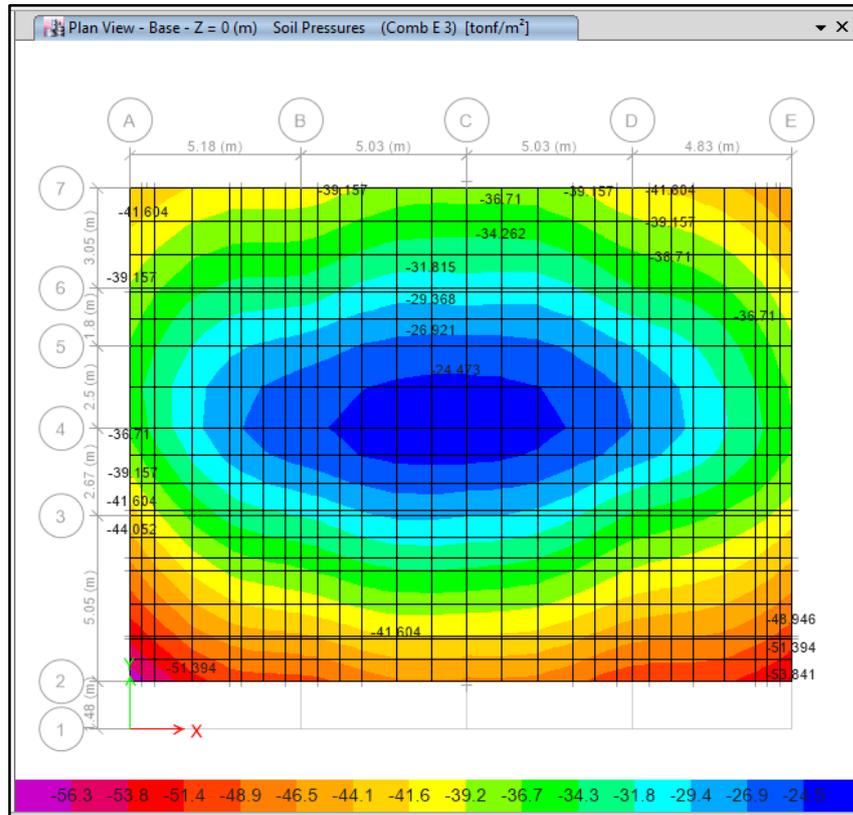


**Figura N° 18:** Esfuerzos Actuantes bajo platea de cimentación (1° modelo) por cargas de gravedad y sismo en X actuando en conjunto (CM+CV+Sx)

Fuente: Propia – ETABS v16

Cuando la estructura se analizó con sismo en X se obtuvieron esfuerzos actuantes de hasta 50.57 ton/m<sup>2</sup> ubicados en los bordes de la platea, los cuales son mayores a la capacidad admisible del suelo por lo tanto no estaría cumpliendo en el control de esfuerzos por sismo en X.

### 3.3.1.3. Esfuerzos actuantes por sismo en Y



**Figura N° 19:** Esfuerzos Actuantes bajo platea de cimentación (1° modelo) por cargas de gravedad y sismo en Y actuando en conjunto (CM+CV+Sy)

Fuente: Propia – ETABS v16

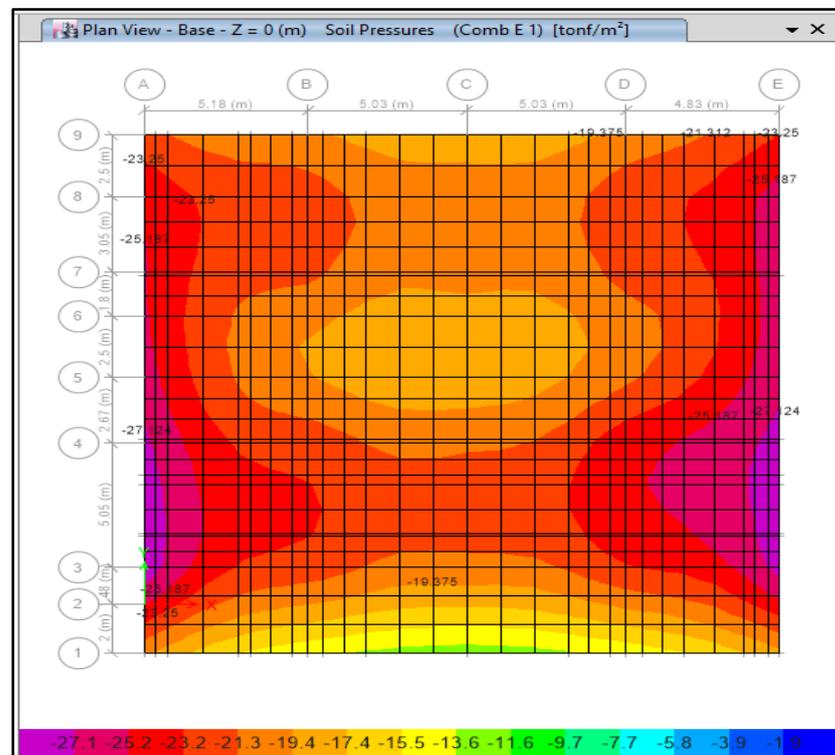
Cuando la estructura se analizó con sismo en X se obtuvieron esfuerzos actuantes de hasta 53.02 ton/m<sup>2</sup> ubicados en los bordes de la platea, los cuales son mayores a la capacidad admisible del suelo por lo tanto no estaría cumpliendo en el control de esfuerzos por sismo en X.

Se concluye que los esfuerzos actuantes tanto por fuerzas de gravedad y sismo son mayores que la capacidad admisible del suelo, por lo tanto tendrá que aumentar las medidas de la platea de cimentación para disminuir los esfuerzos actuantes.

### 3.3.2. Segundo modelo con platea (20.35m x 21.38m)

Debido a que en el primer modelo de platea los esfuerzos actuantes eran mayores a la capacidad admisible del suelo se optó por aumentar las dimensiones en las partes frontales del edificio donde si existía espacio, cabe resaltar que en las partes laterales del edificio no existe espacio ya que limitan con viviendas vecinas.

#### 3.3.2.1. Esfuerzos actuantes por cargas de gravedad



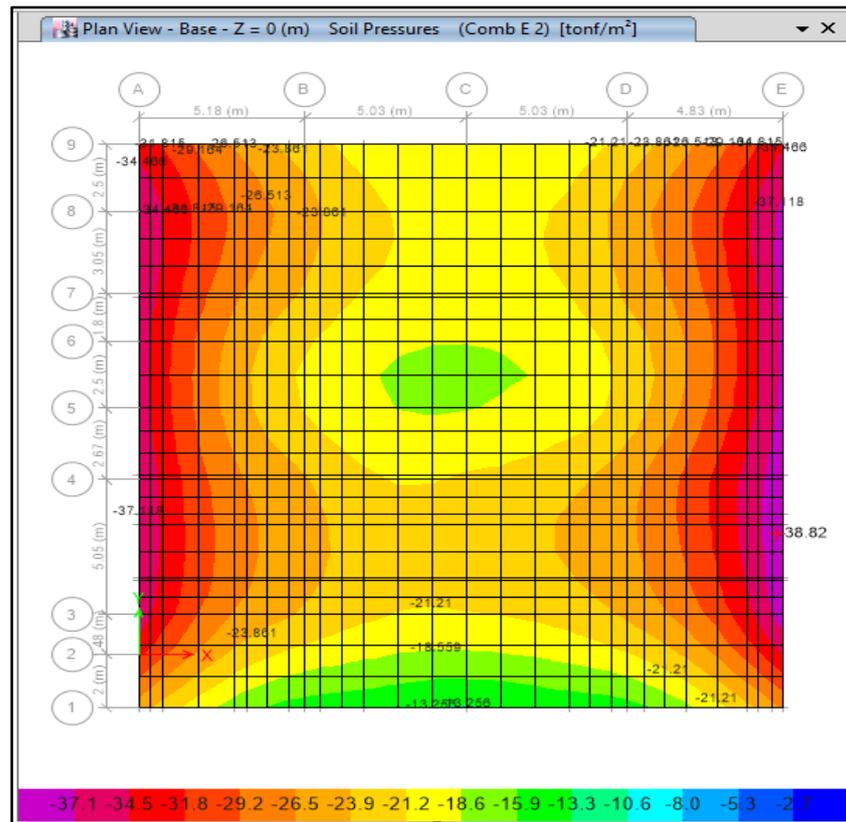
*Figura N° 20: Esfuerzos Actuantes bajo platea de cimentación (2° modelo) por cargas de gravedad (CM+CV)*

*Fuente: Propia – ETABS v16*

Aumentado las dimensiones de la platea obtenemos esfuerzos máximos por cargas de gravedad de 27.83 ton/m<sup>2</sup> en el nivel de fondo de platea (-3.85m) a los cuales se sumaran el esfuerzo producido por el relleno que es de 2.19 ton/m<sup>2</sup>. Teniendo así

esfuerzos actuantes máximos de 30.02 ton/m<sup>2</sup> siendo menor que el esfuerzo admisible del suelo. Concluyendo así que por cargas de gravedad se está cumpliendo con esfuerzos.

### 3.3.2.2. Esfuerzos actuantes por sismo en X

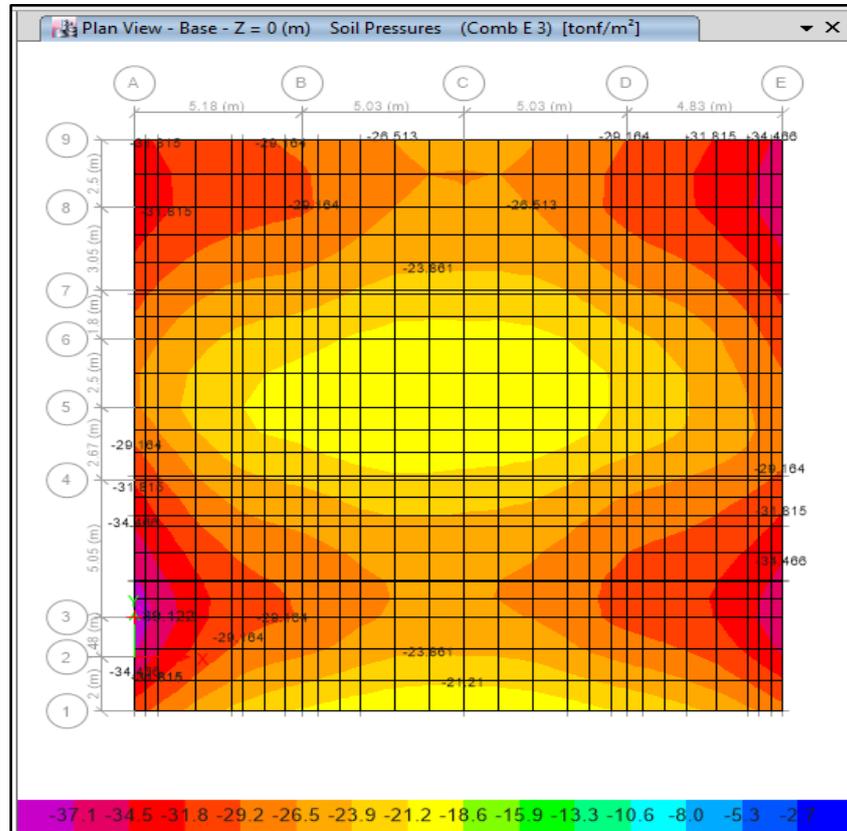


**Figura N° 21:** Esfuerzos Actuantes bajo platea de cimentación (2° modelo) por cargas de gravedad y sismo en X actuando en conjunto (CM+CV+Sx)

Fuente: Propia – ETABS v16

Los esfuerzos actuantes por sismo en X están en rangos máximos de 37.12 y 38.82 ton/m<sup>2</sup> en el fondo de platea (-3.85) que sumado el esfuerzo producido por el relleno tenemos esfuerzos actuantes de 39.31 y 41 ton/m<sup>2</sup> siendo estos mayores a la capacidad admisible del suelo, por lo tanto no se estará cumpliendo con los esfuerzos actuantes por sismo.

### 3.3.2.3. Esfuerzos actuantes por sismo en Y



**Figura N° 22:** Esfuerzos Actuantes bajo platea de cimentación (2° modelo) por cargas de gravedad y sismo en Y actuando en conjunto (CM+CV+Sy)

Fuente: Propia – ETABS v16

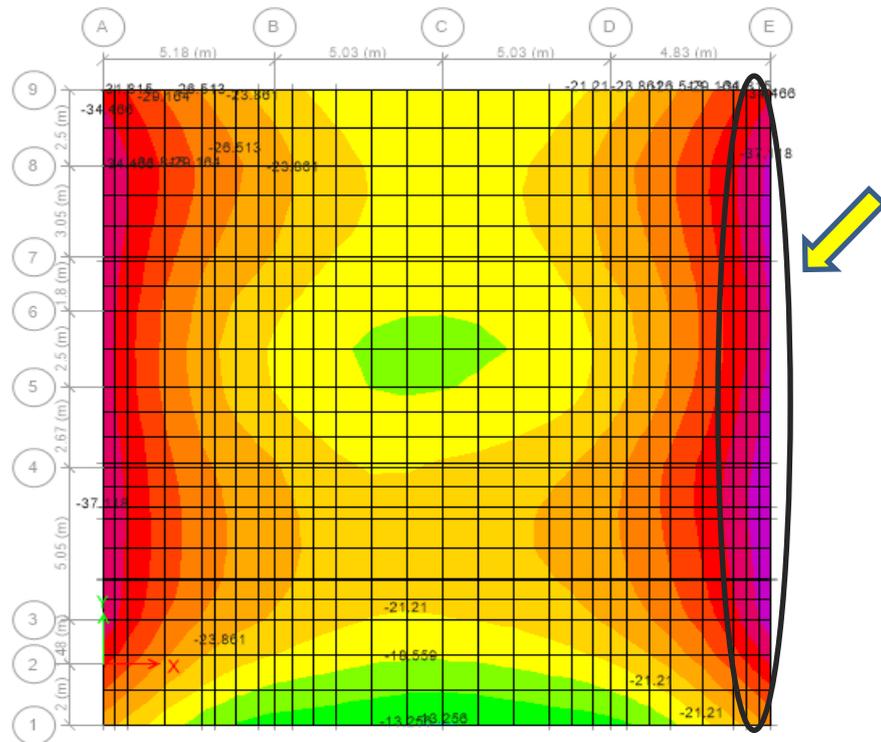
Los esfuerzos actuantes por sismo en Y están en rangos máximos de 38.34 ton/m<sup>2</sup> en el fondo de platea (-3.85) que sumado el esfuerzo producido por el relleno tenemos esfuerzos actuantes de 40.53 ton/m<sup>2</sup> siendo estos mayores a la capacidad admisible del suelo, por lo tanto no se estará cumpliendo con los esfuerzos actuantes por sismo.

Por último se concluyó que al aumentar las dimensiones de la platea no se logró cumplir que los esfuerzos actuantes sean menores que la capacidad admisible y que al ya no tener espacio para poder seguir aumentando las dimensiones se optara por utilizar pilotes.

### 3.4. Estructura con cimentación con pilotes

En los casos anteriores se modeló con diferentes dimensiones de platea de cimentación con la intención de cumplir la condición que los esfuerzos producidos por la estructura tanto para cargas por gravedad y sismo sean menores que la capacidad admisible del suelo, dado que no se logró cumplir y no existiendo espacio para seguir ampliando las dimensiones de la platea se utilizaron pilotes para la cimentación.

Además otras de las razones de utilizar pilotes es que los esfuerzos actuantes máximos se producen en los bordes donde existe límite de propiedad (figura N° 15), estando expuestas las construcciones vecinas a ser dañadas por asentamientos y esfuerzos.



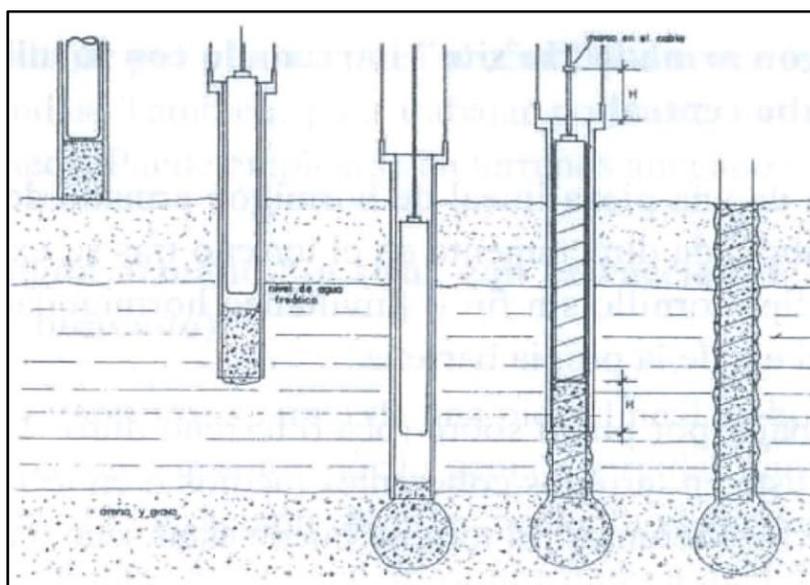
*Figura N° 23: Esfuerzos máximos actuantes en bordes de límite de propiedad (color morado)*

*Fuente: Propia – ETABS v16*

### 3.4.1. Elección del tipo de pilote

En el mercado peruano existen dos tipos de pilotes clasificados por el sistema de ejecución, los pilotes perforados vaciados en situ (sistema Franki) y los pilotes hincados. Para la presente investigación y teniendo como referencia la empresa PILOTES FRANKI PERUANA S.A.C se eligió un pilote que será ejecutado mediante el sistema Franki (excavado y vaciado en situ).

El sistema “Franki” de ejecución de un pilote de desplazamiento se base en una entubación metálica que presenta un tapón de hormigón en la punta. Dicho conjunto se hince “a golpes” mediante un Pilon. Una vez se llega a la profundidad adecuada, se sujeta la entubación y se golpea el tapón en la punta para expulsarlo hacia abajo, creando así un bulbo o “punta ensanchada” a base de compactar el terreno, lo que hace que este pilote sea también muy eficiente trabajando a tracción. No se recomienda su uso en suelos cohesivos, donde la compactación de la base no es posible.



*Figura N° 24: Sistema “Franki” de ejecución de un Pilote*

*Fuente: Pilotes Franki Peruana S.A.C*

### 3.4.2. Diseño geométrico de los pilotes

#### 3.4.2.1. Longitud, diámetro y capacidad admisible del pilote.

Para poder estimar la longitud del pilote se realizó un tanteo con diferentes longitudes y diámetros, para luego ver cual satisface con las condiciones de carga. Para ello se calculó la capacidad admisible de los diferentes pilotes, el procedimiento de cálculo se muestra en el Anexo N° 13 y los resultados se muestran en la siguiente tabla.

*Tabla N° 29: longitud, diámetro y Capacidad admisible del pilote*

DIAMETRO	LONGITUD (m)	Qp (ton)	Qf (ton)	FS	Qadm (ton)
ø = 50 cm	17.00	49.69	221.66	2.5	109
	18.00	49.69	234.7	2.5	114
	19.00	49.69	247.74	2.5	119
	20.00	49.69	260.78	2.5	124
	22.00	49.69	286.9	2.5	135
ø = 55 cm	17.00	60.13	268.21	2.5	131
	18.00	60.13	283.98	2.5	138
	19.00	60.13	299.76	2.5	144
	20.00	60.13	315.54	2.5	150
	22.00	60.13	347.09	2.5	163
ø = 60 cm	17.00	71.55	319.19	2.5	156
	18.00	71.55	337.96	2.5	164
	19.00	71.55	356.74	2.5	171
	20.00	71.55	375.52	2.5	179
	22.00	71.55	413.07	2.5	194

*Fuente: Propia*

#### 3.4.2.2. Numero de pilotes

Se realizó un primer tanteo de la cantidad de pilotes, para ello se asumió un pilote de 50 cm de diámetro y 22 m de longitud con una capacidad admisible de 135 ton.

Se realizó un tanteo preliminar considerando el peso de la estructura y la capacidad admisible del pilote.

$$\# \text{ Pilotes} = \frac{9135.39}{135} = 67 \text{ pilotes}$$

Para cargas de gravedad se determinó que se necesitaba 67 pilotes, sin embargo como se necesitaba que los pilotes también fueran suficientes para solicitaciones producidas por el sismo se distribuyó un total de 90 pilotes. Se consideró que los pilotes estarían separados 1.50 m de los límites de propiedad y 1.00 donde no existe límite de propiedad y que además tendrán una separación mínima de 2.00 m (4d).

Luego se verifico las cargas que reciben los pilotes por solicitaciones de sismo, para ellos se escogieron los pilotes más esforzados. Obteniéndose los siguientes resultados.

*Tabla N° 30: Carga actuante en pilotes por sismo en X*

<b>SISMO X-X</b>			
<b># PILOTE</b>	<b>ESF. ACTUANTE (ton/m<sup>2</sup>)</b>	<b>AREA TRIBUTARIA(m<sup>2</sup>)</b>	<b>CARGA EN PILOTE (ton)</b>
P1	27.02	4.55	122.94
P2	20.48	4.55	93.18
P3	20.07	4.55	91.32
P4	26.23	4.55	119.35
P5	26.36	4.55	119.94
P6	27.52	4.55	125.22
P7	23.62	4.55	107.47
P8	19.9	4.55	90.55
P9	19.95	4.55	90.77
P10	24.41	4.55	111.07

*Fuente: Propia*

**Tabla N° 31: Carga actuante en pilotes por sismo en Y**

<b>SISMO Y-Y</b>			
<b># PILOTE</b>	<b>ESF. ACTUANTE (ton/m<sup>2</sup>)</b>	<b>AREA TRIBUTARIA(m<sup>2</sup>)</b>	<b>CARGA EN PILOTE (ton)</b>
P1	29.11	4.55	132.45
P2	25.76	4.55	117.21
P3	25.83	4.55	117.53
P4	29.49	4.55	134.18
P5	23.85	4.55	108.52
P6	25.77	4.55	117.25
P7	28.79	4.55	130.99
P8	25.62	4.55	116.57
P9	25.71	4.55	116.98
P10	29.48	4.55	134.13

*Fuente: Propia*

Se concluyó que los 90 pilotes son suficientes para soportar solicitaciones producidas por el sismo, esto debido a que las cargas actuantes en cada pilote son menores que la capacidad admisible del pilote de 50 cm de diámetro y 22 m de longitud. Por último se muestra las características geotécnicas y geométricas del pilote escogido.

**Tabla N° 32: Características mecánicas y geométricas del pilote D=0.50 m**

<b>PARAMETROS</b>	<b>VALOR</b>	<b>UND.</b>
Cantidad de pilotes	90	und
Longitud	22	m
Diametro	0.5	m
Qp	49.69	ton
Qf	286.9	ton
Qadm	135	ton
Dis. En X	1 @ 2.17 m 9 pilotes	
Dis. En Y	1 @ 2.10 m 10 pilotes	

*Fuente: Propia*

### 3.5. Análisis estructural modelo platea – pilotes

Se realizó un análisis dinámico espectral y considerando un modelo con el método de coeficiente de balasto en el programa ETABS v16, para esto se dividió el pilote en varios elementos y se le asignó elementos Springs con valores del coeficiente de balasto simulando la interacción pilote-suelo. Los pilotes estarán conectados a la estructura por intermedio de una platea de cimentación.

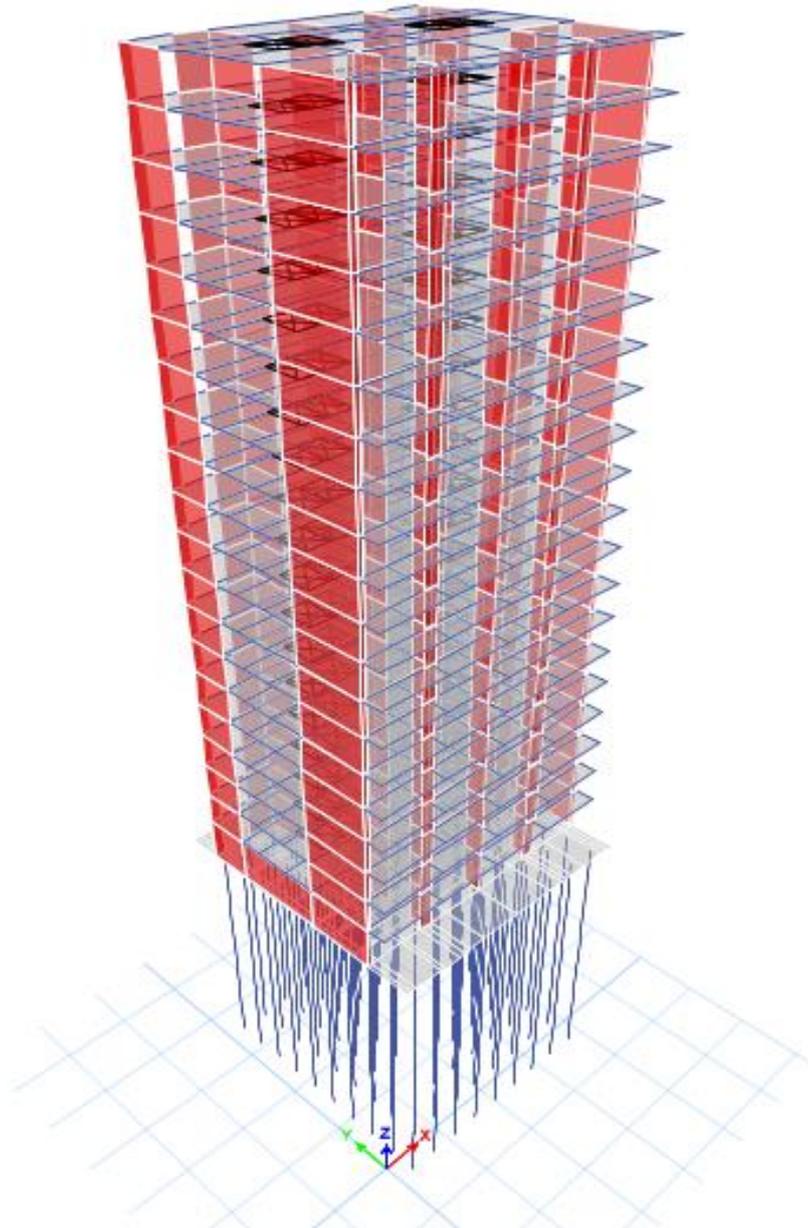
#### 3.5.1. Coeficiente de balasto $K_s$

El coeficiente de balasto  $K_s$  se define como la relación entre la presión que actúa en un punto “q” y el asiento que se produce “y”, es decir:

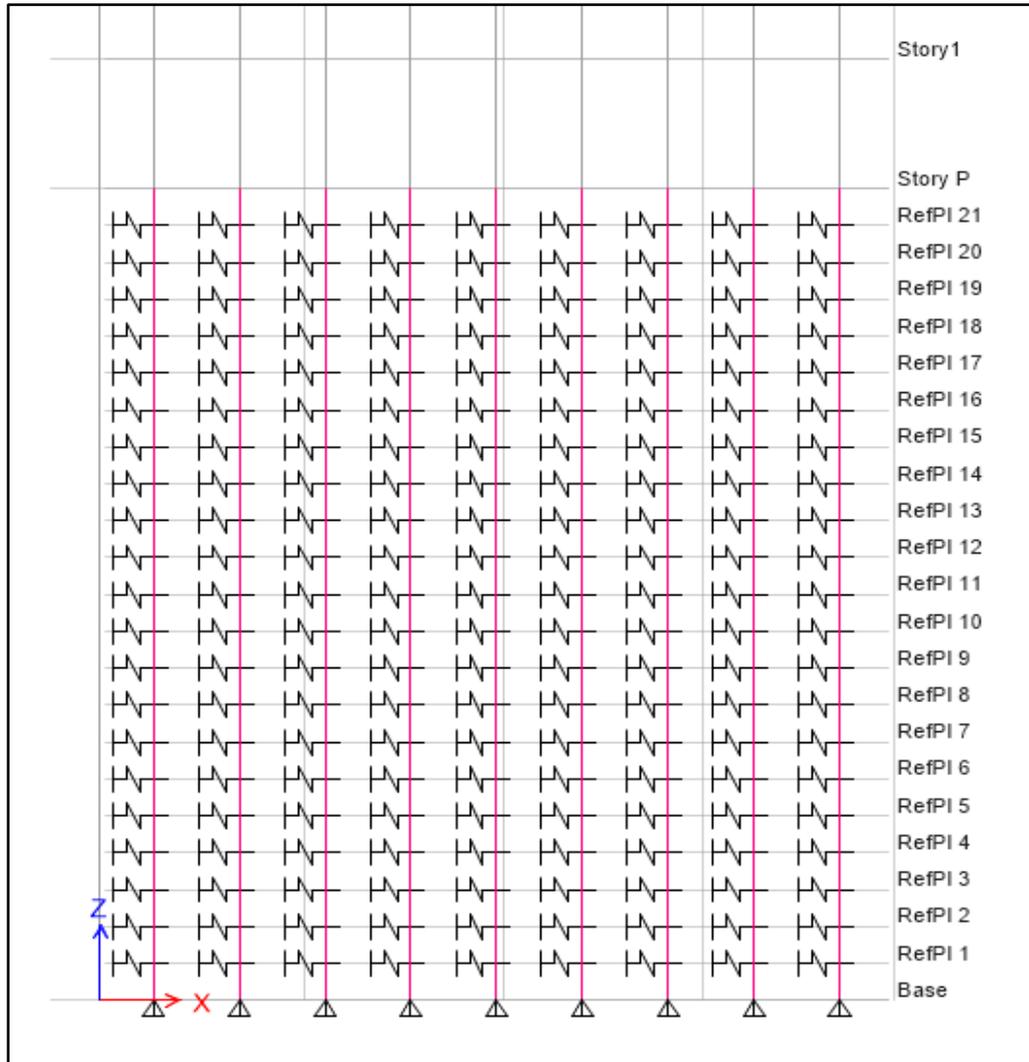
$$K_s = \frac{q}{y}$$

Para la presente tesis el coeficiente de balasto  $K_s$  (vertical) fue extraído del estudio de mecánica de suelos el cual tiene un valor de 1.62 kg/cm<sup>2</sup>. Con este coeficiente se modeló la platea de cimentación.

Para modelar la interacción suelo – pilote se usó el coeficiente de balasto  $K_h$  (horizontal) el cual se calculó como la mitad del coeficiente de balasto vertical ( $0.5K_s$ ) obteniendo un valor de 0.81 kg/cm<sup>2</sup>.



*Figura N° 25: Modelo estructural platea – pilotes en ETABS 2016*  
*Fuente: Propia – ETABS v16*



*Figura N° 26: Modelado de pilotes con Springs (Coeficiente de balasto) en ETABS 2016  
Fuente: Propia – ETABS v16*

### 3.5.2. Fuerzas de diseño de la cimentación

Para el diseño estructural de la cimentación con pilotes se extrajeron las fuerzas de diseño producidas por la estructura en las diferentes combinaciones expuestas en la norma E060 concreto armado. A continuación se presentan las fuerzas de diseño tanto para los pilotes como para la losa de cimentación.

### 3.5.2.1. Envoltente de momentos negativos en platea de cimentación en la dirección X-X

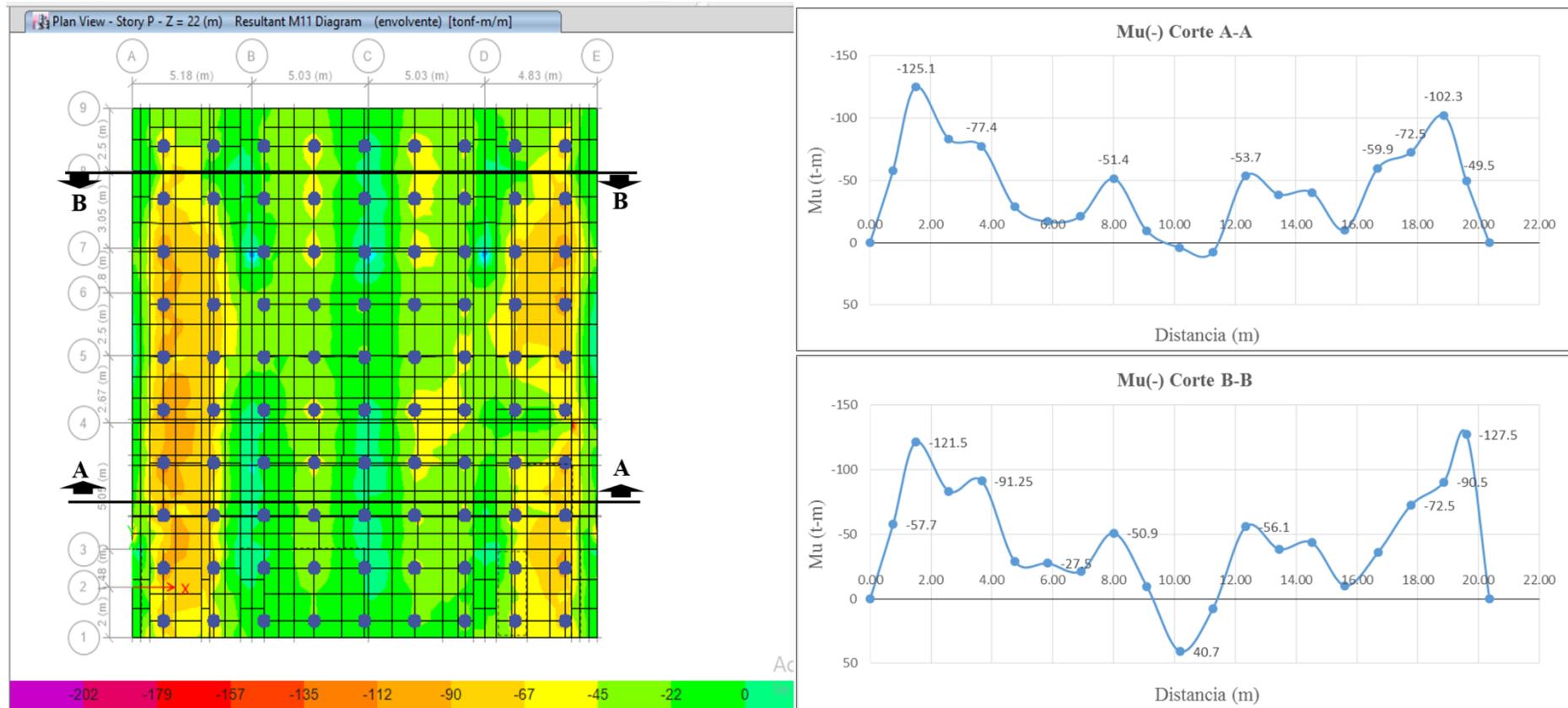


Figura N° 27: Envoltente de momentos negativos (M11) en platea de cimentación en la dirección X-X

Fuente: Propia – ETABS v16

### 3.5.2.2. Envolvente de momentos positivos en platea de cimentación en la dirección X-X

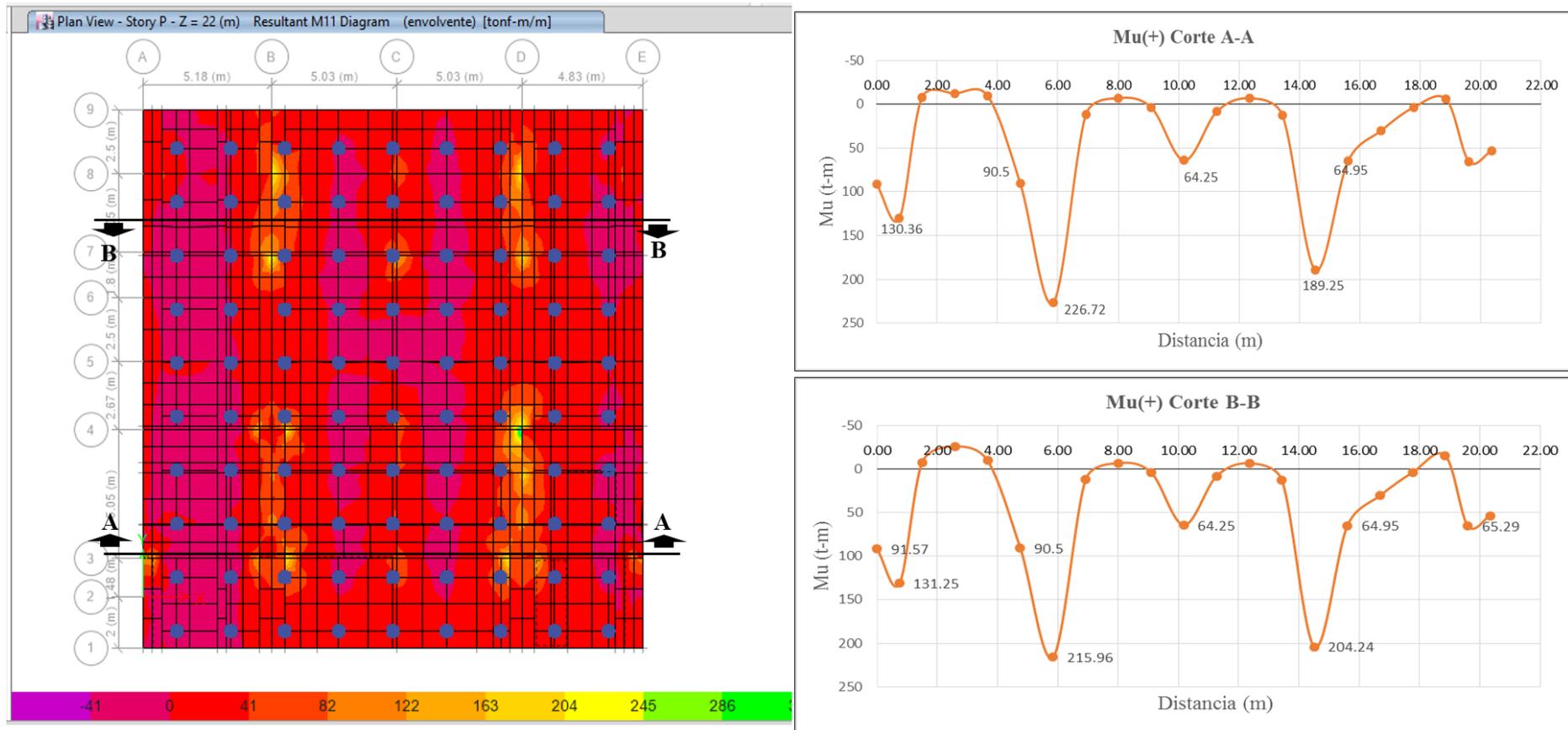


Figura N° 28: Envolvente de momentos positivos (M11) en platea de cimentación en la dirección X-X

Fuente: Propia – ETABS v16



### 3.5.2.4. Envoltente de momentos positivos en platea de cimentación en la dirección Y-Y

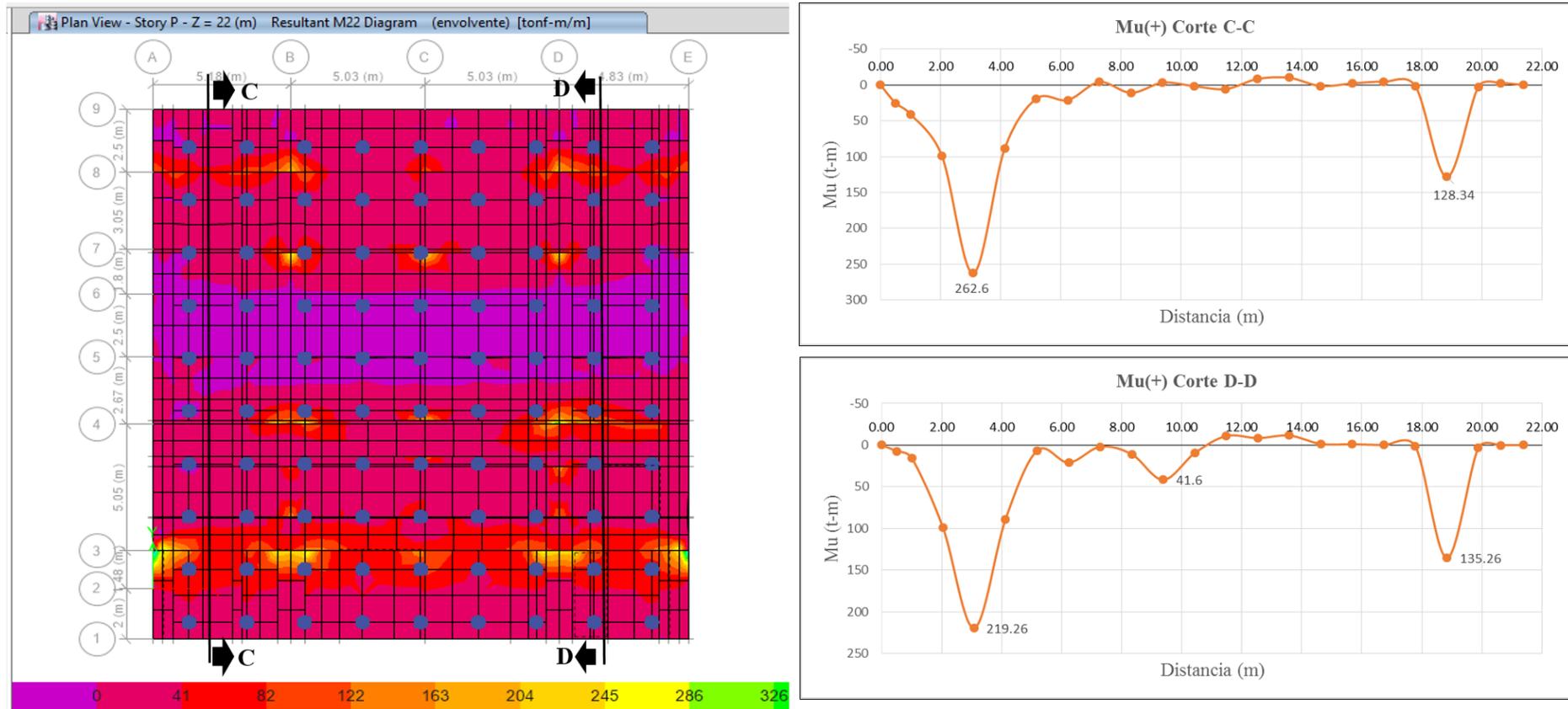


Figura N° 30: Envoltente de momentos positivos (M22) en platea de cimentación en la dirección Y-Y

Fuente: Propia – ETABS v16

### 3.5.2.5. Fuerzas de diseño de pilotes

Tabla N° 33: Fuerzas de diseño de los pilotes para las combinaciones de análisis

DISEÑO DE PILOTES POR FLEXO-COMPRESION															
UBICACIÓN DEL PILOTE	COMB 1			COMB 2			COMB 3			COMB 4			COMB 5		
	Mu22 (ton-m)	Mu33 (ton-m)	Pu (ton)												
PILOTE 2 - B	-5.71	-5.08	189.14	-7.61	-10.71	251.69	-5.76	-9.09	190.52	-12.64	-7.10	234.82	-11.56	-5.25	173.65
PILOTE 2 - F	-2.70	4.26	140.92	-3.78	10.47	125.11	-2.37	10.44	78.57	-12.08	-4.93	163.16	-11.15	-3.53	116.63
PILOTE 2 - J	-6.01	5.52	198.77	-7.59	10.99	250.86	-5.66	9.25	187.18	-12.44	7.59	251.27	-11.49	5.67	187.60
PILOTE 5 - B	-5.31	-9.86	175.74	-6.42	-14.27	212.35	-4.68	-11.04	154.64	-11.00	-9.48	164.12	-10.68	-6.26	106.41
PILOTE 5 - F	2.48	2.98	98.52	2.9	10.04	85.71	2.07	10.01	52.7	13.55	-2.67	88.19	12.71	-1.49	49.28
PILOTE 5 - J	-5.45	8.79	180.16	6.79	13.27	224.58	-5.02	10.42	165.88	-11.37	8.69	178.74	-10.96	5.85	120.03
PILOTE 8 - B	-6.46	-9.77	213.5	-7.12	-15.39	235.38	-4.96	-12.2	163.91	-11.55	-11.35	222	-10.73	-8.16	150.54
PILOTE 8 - F	-2.19	4.63	153.07	-4.1	11.31	135.67	-2.52	11.1	83.24	-12.03	-4.25	140.38	-11.27	-2.66	87.95
PILOTE 8 - J	-6.73	5.87	222.45	-7.98	11.3	263.95	5.74	9.38	189.98	-9.65	7.18	215.97	-9.48	5.26	141.99
PILOTE 11 - B	10.58	-8.13	114.78	12.94	-16.26	123.37	9.32	-13.57	36.72	22.19	-10.46	45.91	18.57	-7.78	7.41
PILOTE 11 - F	8.73	-1.59	52.47	8.09	-11.97	43.94	5.07	-11.96	25.83	19.53	-0.94	23.62	16.5	-0.93	5.51
PILOTE 11 - J	10.54	6.17	101.87	13.69	13.38	129.5	10.12	11.33	12.62	21.83	8.47	40.88	18.26	6.41	6.71

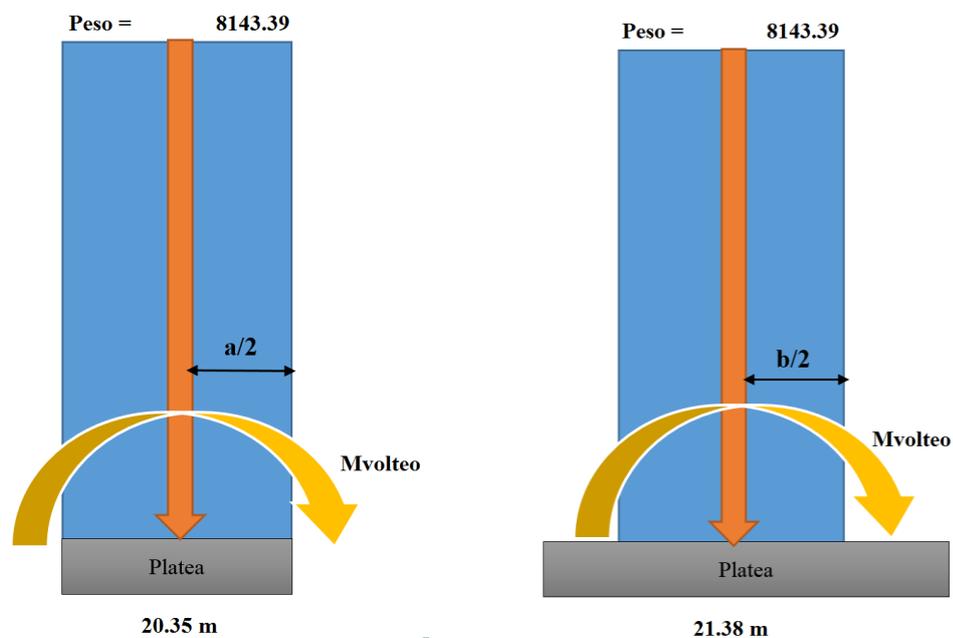
Fuente: Propia

### 3.6. Diseño estructural de la cimentación con pilotes

#### 3.6.1. Diseño de platea de cimentación

##### 3.6.1.1. Análisis de volteo de la cimentación

Un requisito antes de diseñar la cimentación es cumplir con lo estipulado en el capítulo 7 de la norma E030 diseño sismorresistente, lo cual estipula que toda estructura y su cimentación deberán ser diseñadas para resistir el momento de volteo que produce un sismo. El factor de seguridad al volteo calculado debe ser mayor que 1.2.

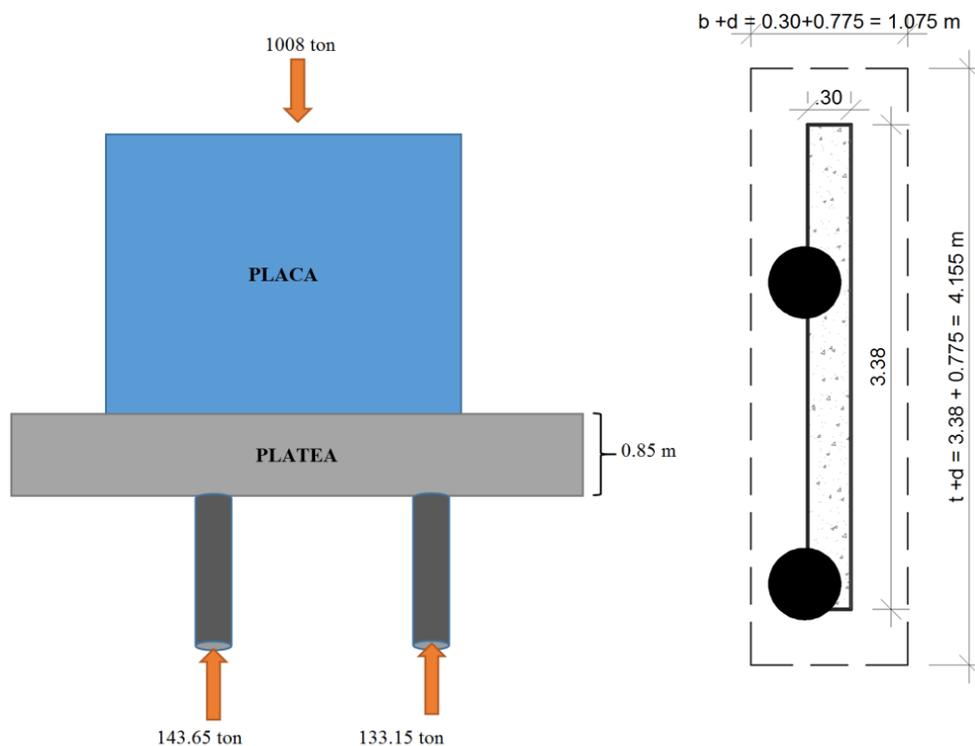


	<b>M<sub>v</sub></b>	<b>M<sub>r</sub></b>	<b>FSV= M<sub>r</sub>/M<sub>v</sub></b>
<b>Dirección X-X</b>	11,378.81	82,858.99	7.28
<b>Dirección Y-Y</b>	15,499.86	87,052.84	5.62

Como se puede apreciar los factores de seguridad al volteo (FSV) cumplen puesto que son mayores a 1.2.

### 3.6.1.2. Verificación por punzonamiento de peralte de platea de cimentación.

Antes de diseñar el acero de refuerzo de la platea de cimentación se debe verificar si el peralte cumple con la verificación de punzonamiento. A continuación se describe una placa con más carga axial y que actúa en la platea de peralte 0.85 m y reposa sobre dos pilotes.



La platea de cimentación no fallara si se cumple que  $\phi V_c > V_u$ .

Donde:

$$V_u = P_u = P_u (\text{placa}) - P_u (\text{pilotes})$$

$$V_c = 0.33 \sqrt{f'_c} b_0 d$$

$$\phi V_c = 0.85 * (0.33 \sqrt{f'_c} b_0 d)$$

$$b_0 = (b + d) + (t + d) = (1.075 + 4.155) = 10.46 \text{ m}$$

$$d = H_{losa} - (\text{rec.} + db)$$

$$d = 85 - (5 + 2.54) = 77.46 \text{ cm}$$

$$V_c = 0.33 \sqrt{f'c} b_0 d = 0.33 \sqrt{28} * 10460 * 7746 = 14\,422 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0.85 * 14\,422 \text{ ton} = 12\,259 \text{ ton}$$

$$V_u = 1008 - (143.65 + 133.15) = 731.20 \text{ ton}$$

$$\phi V_c > V_u \rightarrow 12\,259 \text{ ton} > 731.20 \text{ ton} \rightarrow \text{No falla}$$

Se concluye que con un peralte de 0.85 m la platea de cimentación no fallara por punzonamiento. Como se escogió el peralte más pequeño y la placa que recibe más carga se podría decir que el peralte de 1.20 m tampoco fallaría y pasaría sin ningún problema.

### 3.6.1.3. Diseño estructural de platea de cimentación

Para el diseño estructural de la platea de cimentación se consideró los momentos máximos en las direcciones de análisis (X, Y).

#### Acero de la dirección Y-Y

Cuando se diseñó el acero en la dirección Y se tuvo que en un lado de la platea de cimentación los momentos positivos eran muy elevados (Figura N° 29), necesitando una gran cantidad de acero. Es por ello que se optó por aumentar el peralte a 1.20 m en un ancho de 5.68 m y el resto de la platea de cimentación se trabajara con un peralte de 0.95 m.

### Acero Positivo

Para el diseño del acero positivo en la dirección Y se tiene los siguientes datos de diseño:

**Tabla N° 34:** Datos de diseño para acero positivo en platea de cimentación (H=1.20 m) en la dirección en Y-Y

DISEÑO Mu (+)		
Mu(+)	262.6	t-m
h	120	cm
b	100	cm
d	113.73	cm
Ø 1"	2.54	cm
f'c	280	kg/cm <sup>2</sup>
fy	4200	kg/cm <sup>2</sup>
<b>As req.</b>	<b>63.00</b>	<b>cm<sup>2</sup></b>
β	0.85	

*Fuente: Propia*

Se tiene un acero requerido por flexión de 63.00 cm<sup>2</sup>, si utilizamos acero de 1" tendríamos la siguiente separación.

$$S = Ab / As$$

$$S = 5.07 / 63.00 = 0.08 \text{ m}$$

$$S = 8 \text{ cm}$$

Como el momento máximo escogido solo actúa en un lado de la losa se dispondrá la mitad de acero corrido y la otra mitad de bastones solo donde estos sean necesarios, teniendo lo siguiente:

$$As \text{ corrido } 1'' = 5.07 / 0.16 = 31.69 \text{ cm}^2$$

$$As \text{ bastones } 1'' = 5.07 / 0.16 = 31.69 \text{ cm}^2$$

As total utilizada será de 63.38 cm<sup>2</sup> ligeramente mayor que el acero requerido. Por último el diseño quedo de la siguiente manera:

**Acero corrido 1" @ 0.16 m + bastones de 1" @ 0.16 m**

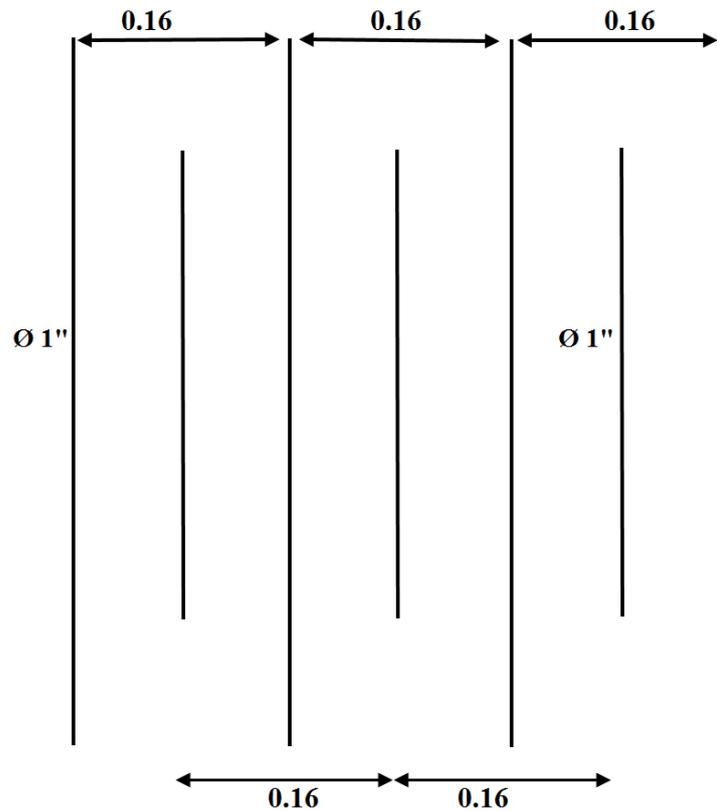
Para determinar que el diseño sea correcto se verificara la cuantía de acero máxima teniendo que cumplir que  $\epsilon_t \geq 0.005$ .

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b} = \frac{63.38 * 4200}{0.85 * 280 * 100} = 11.18 \text{ cm}$$

$$c = \frac{a}{0.85} = \frac{11.18}{0.85} = 13.16 \text{ cm}$$

$$\epsilon_t = \frac{(d - c)}{c} * \epsilon_c = \frac{(113.73 - 13.16)}{13.16} * 0.003 = 0.023$$

$\epsilon_t \geq 0.005 \rightarrow 0.023 \geq 0.005$  falla controlada por tracción. Ok



*Figura N° 31: Distribución de acero positivo en platea de cimentación en la dirección Y-Y*  
*Fuente: Propia*

Los bastones serán necesarios solo cuando los momentos en la losa de  $H=0.95$  m sean mayores a  $128$  t-m y en la losa de  $H=0.95$  m sean mayores que  $98$  t-m, ya que para momentos menores el área de acero con una separación de  $0.16$  m es suficiente.

### **Acero Negativo**

Como los momentos máximos negativos actúan en el centro de la platea de cimentación (Figura N° 28) el diseño se realizara con un peralte  $H=0.95$  m, además se tiene los siguientes datos.

**Tabla N° 35:** Datos de diseño para acero negativo en platea de cimentación  
(H=0.95 m) en la dirección en Y-Y

<b>DISEÑO Mu (-)</b>		
Mu(-)	82.7	t-m
h	95	cm
b	100	cm
d	88.73	cm
Ø 1"	2.54	cm
f <sub>c</sub>	280	kg/cm <sup>2</sup>
f <sub>y</sub>	4200	kg/cm <sup>2</sup>
<b>As req.</b>	<b>24.80</b>	<b>cm<sup>2</sup></b>
β	0.85	

*Fuente: Propia*

Se tiene un acero requerido por flexión de 24.80 cm<sup>2</sup>, si utilizamos acero de 1" tendríamos la siguiente separación.

$$S = Ab / As$$

$$S = 5.07 / 24.80 = 0.204 \text{ m}$$

$$S = 20 \text{ cm}$$

$$As \text{ corrido } 1'' = 5.07 / 0.20 = 25.35 \text{ cm}^2$$

As total utilizada será de 25.35 cm<sup>2</sup> mayor que el acero requerido. Por último el diseño quedo de la siguiente manera:

**Acero corrido 1" @ 0.20 m**

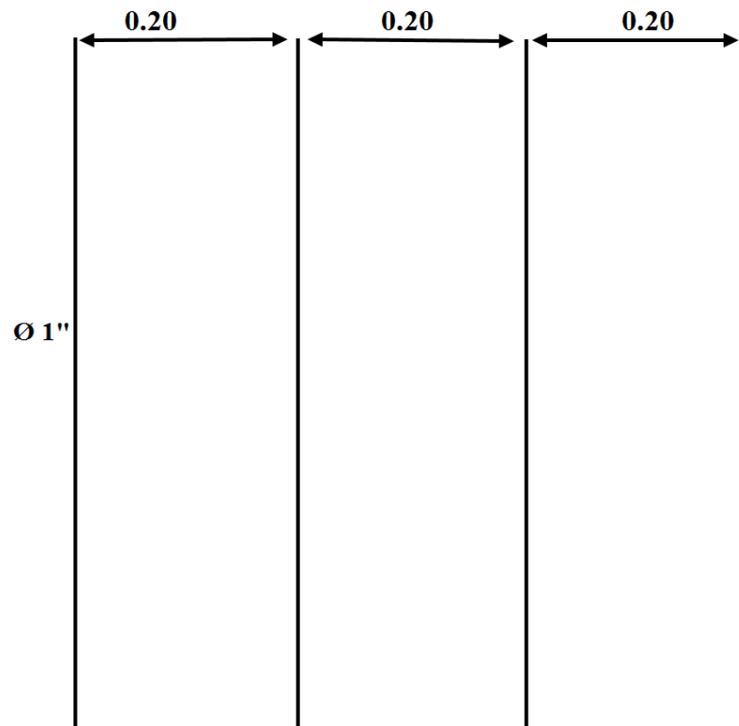
Para determinar que el diseño sea correcto se verificara la cuantía de acero máxima teniendo que cumplir que  $\epsilon_t \geq 0.005$ .

$$a = \frac{As * fy}{0.85 * f'c * b} = \frac{25.35 * 4200}{0.85 * 280 * 100} = 4.47 \text{ cm}$$

$$c = \frac{a}{0.85} = \frac{4.47}{0.85} = 5.26 \text{ cm}$$

$$\epsilon_t = \frac{(d - c)}{c} * \epsilon_c = \frac{(88.73 - 5.26)}{5.26} * 0.003 = 0.048$$

$\epsilon_t \geq 0.005 \rightarrow 0.030 \geq 0.005$  falla controlada por tracción. Ok



*Figura N° 32: Distribución de acero negativo en platea de cimentación en la dirección Y-Y*  
Fuente: Propia

### Acero de la dirección X-X

El diseño del acero en la dirección X se realizó teniendo en cuenta que para los momentos del corte A-A (Figura 26,27) se usara un peralte de H=1.20 m y para los momentos del corte B-B (Figura 26,279 un peralte de H=0.95 m, teniendo así dos diseños.

### **Acero Positivo H=1.20 m**

Para el diseño del acero positivo en la platea de cimentación de H=1.20 m se diseñara con los momentos máximos del corte A-A (Figura N° 27)

*Tabla N° 36: Datos de diseño para acero positivo en platea de cimentación (H=1.20 m) en la dirección en X-X*

<b>DISEÑO Mu (+)</b>		
Mu(+)	226.72	t-m
h	120	cm
b	100	cm
d	113.73	cm
Ø 5/8"	2.54	cm
f'c	280	kg/cm <sup>2</sup>
fy	4200	kg/cm <sup>2</sup>
<b>As req.</b>	<b>54.00</b>	<b>cm<sup>2</sup></b>
β	0.85	

*Fuente: Propia*

Se tiene un acero requerido por flexión de 54.00 cm<sup>2</sup>, si utilizamos acero de 1" tendríamos la siguiente separación.

$$S = Ab / As$$

$$S = 5.07 / 54 = 0.094 \text{ m}$$

$$S = 9 \text{ cm}$$

Como el momento máximo escogido solo actúa en algunos lugares de la losa se dispondrá la mitad de acero corrido y la otra mitad de bastones solo donde estos sean necesarios, teniendo lo siguiente:

$$\text{As corrido } 1'' = 5.07 / 0.18 = 28.17 \text{ cm}^2$$

$$\text{As bastones } 1'' = 5.07 / 0.18 = 28.17 \text{ cm}^2$$

As total utilizada será de 56.33 cm<sup>2</sup> mayor que el acero requerido. Por último el diseño quedo de la siguiente manera:

**Acero corrido 1'' @ 0.18 m + bastones de 1'' @ 0.18 m**

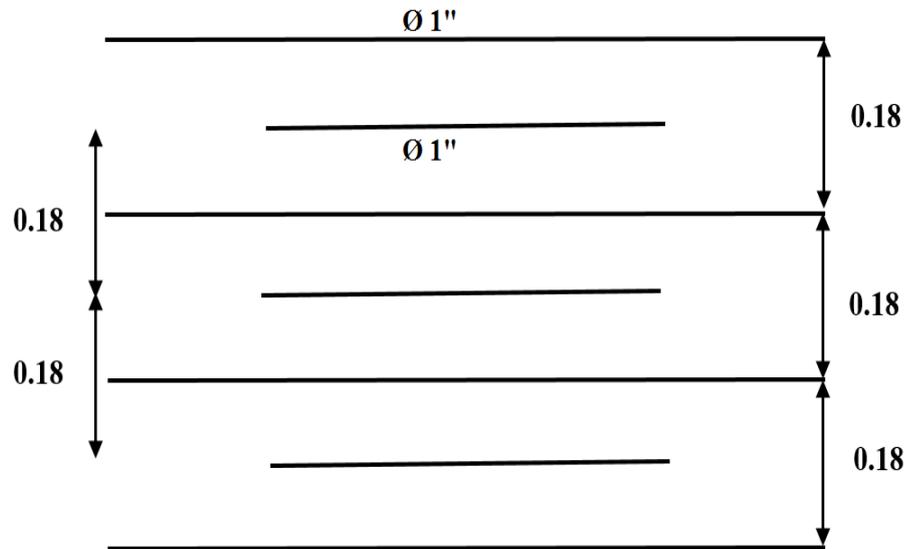
Para determinar que el diseño sea correcto se verificara la cuantía de acero máxima teniendo que cumplir que  $\epsilon_t \geq 0.005$ .

$$a = \frac{As * f_y}{0.85 * f'_c * b} = \frac{56.33 * 4200}{0.85 * 280 * 100} = 9.94 \text{ cm}$$

$$c = \frac{a}{0.85} = \frac{9.94}{0.85} = 11.70 \text{ cm}$$

$$\epsilon_t = \frac{(d - c)}{c} * \epsilon_c = \frac{(113.73 - 11.70)}{11.70} * 0.003 = 0.026$$

$\epsilon_t \geq 0.005 \rightarrow 0.012 \geq 0.005$  falla controlada por tracción. Ok



**Figura N° 33:** Distribución de acero positivo en platea de cimentación ( $H=1.20\text{ m}$ ) en la dirección X-X  
 Fuente: Propia

Los bastones serán necesarios solo cuando los momentos sean mayores a 122 t-m, ya que para momentos menores el área de acero con una separación de 0.18 m es suficiente.

### Acero Positivo H=0.95 m

Para el diseño del acero positivo en la platea de cimentación de H=0.95 m se diseñara con los momentos máximos del corte B-B (Figura N° 27)

*Tabla N° 37: Datos de diseño para acero positivo en platea de cimentación (H=0.95 m) en la dirección en X-X*

<b>DISEÑO Mu (+)</b>		
Mu(+)	215.96	t-m
h	95	cm
b	100	cm
d	88.73	cm
Ø 5/8"	2.54	cm
f'c	280	kg/cm <sup>2</sup>
fy	4200	kg/cm <sup>2</sup>
<b>As req.</b>	<b>67.73</b>	<b>cm<sup>2</sup></b>
β	0.85	

*Fuente: Propia*

Se tiene un acero requerido por flexión de 67.73 cm<sup>2</sup>, si utilizamos acero de 1" tendríamos la siguiente separación.

$$S = Ab / As$$

$$S = 5.07 / 67.73 = 0.075 \text{ m}$$

$$S = 7 \text{ cm}$$

Como el momento máximo escogido solo actúa en algunos lugares de la losa se dispondrá la mitad de acero corrido y la otra mitad de bastones solo donde estos sean necesarios, teniendo lo siguiente:

$$\text{As corrido } 1'' = 5.07 / 0.14 = 36.21 \text{ cm}^2$$

$$\text{As bastones } 1'' = 5.07 / 0.14 = 36.21 \text{ cm}^2$$

As total utilizada será de 72.43 cm<sup>2</sup> mayor que el acero requerido. Por último el diseño quedo de la siguiente manera:

**Acero corrido 1'' @ 0.14 m + bastones de 1'' @ 0.14 m**

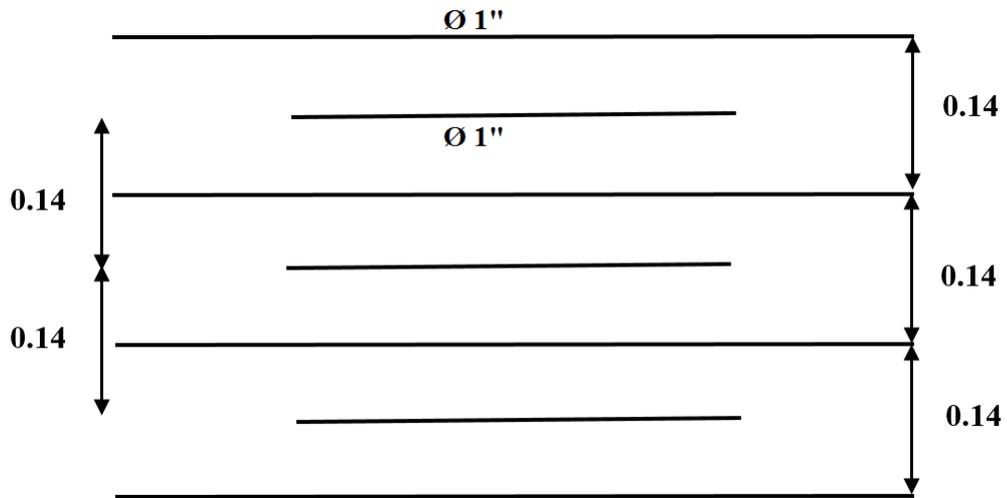
Para determinar que el diseño sea correcto se verificara la cuantía de acero máxima teniendo que cumplir que  $\epsilon_t \geq 0.005$ .

$$a = \frac{As * f_y}{0.85 * f'_c * b} = \frac{72.43 * 4200}{0.85 * 280 * 100} = 12.78 \text{ cm}$$

$$c = \frac{a}{0.85} = \frac{12.78}{0.85} = 15.04 \text{ cm}$$

$$\epsilon_t = \frac{(d - c)}{c} * \epsilon_c = \frac{(88.73 - 15.04)}{15.04} * 0.003 = 0.015$$

$\epsilon_t \geq 0.005 \rightarrow 0.015 \geq 0.005$  falla controlada por tracción. Ok



*Figura N° 34: Distribución de acero positivo en platea de cimentación (H=0.95 m) en la dirección X-X*  
*Fuente: Propia*

Los bastones serán necesarios solo cuando los momentos sean mayores a 119 t-m, ya que para momentos menores el área de acero con una separación de 0.14 m es suficiente.

### Acero Negativo H=1.20 m

Para el diseño del acero negativo en la platea de cimentación de H=1.20 m se diseñara con los momentos máximos del corte A-A (Figura N° 26)

**Tabla N° 38:** Datos de diseño para acero negativo en platea de cimentación (H=1.20 m) en la dirección en X-X

<b>DISEÑO Mu (-)</b>		
Mu(-)	125.10	t-m
h	120	cm
b	100	cm
d	113.73	cm
Ø 5/8"	2.54	cm
f'c	280	kg/cm <sup>2</sup>
fy	4200	kg/cm <sup>2</sup>
<b>As req.</b>	<b>29.21</b>	<b>cm<sup>2</sup></b>
β	0.85	

*Fuente: Propia*

Se tiene un acero requerido por flexión de 29.21 cm<sup>2</sup>, si utilizamos acero de 1" tendríamos la siguiente separación.

$$S = Ab / As$$

$$S = 5.07 / 29.21 = 0.174 \text{ m}$$

$$S = 17 \text{ cm}$$

$$As \text{ corrido } 1'' = 5.07 / 0.17 = 29.82 \text{ cm}^2$$

As total utilizada será de 29.82 cm<sup>2</sup> ligeramente mayor que el acero requerido. Por último el diseño quedo de la siguiente manera:

**Acero corrido 1" @ 0.17 m**

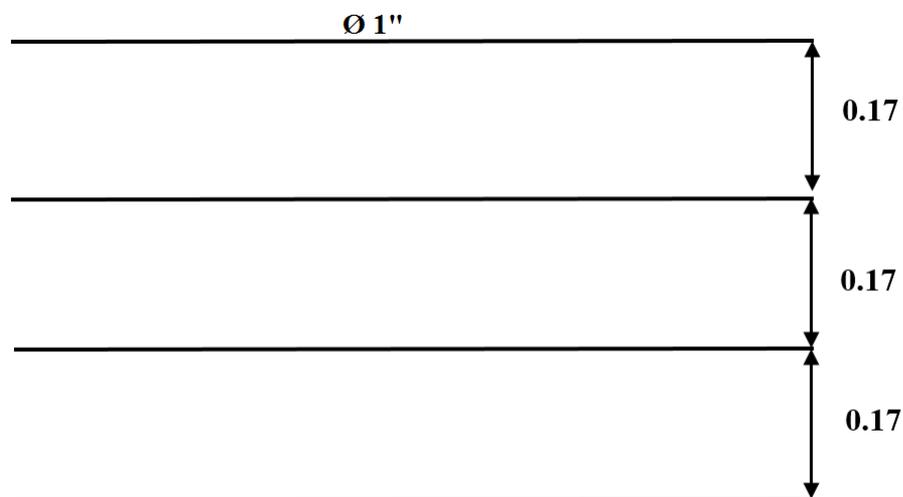
Para determinar que el diseño sea correcto se verificara la cuantía de acero máxima teniendo que cumplir que  $\epsilon_t \geq 0.005$ .

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b} = \frac{29.82 * 4200}{0.85 * 280 * 100} = 5.26 \text{ cm}$$

$$c = \frac{a}{0.85} = \frac{5.26}{0.85} = 6.19 \text{ cm}$$

$$\epsilon_t = \frac{(d - c)}{c} * \epsilon_c = \frac{(113.73 - 6.19)}{6.19} * 0.003 = 0.052$$

$\epsilon_t \geq 0.005 \rightarrow 0.052 \geq 0.005$  falla controlada por tracción. Ok



*Figura N° 35: Distribución de acero negativo en platea de cimentación (H=1.20 m) en la dirección X-X*

*Fuente: Propia*

### Acero Negativo H=0.95 m

Para el diseño del acero negativo en la platea de cimentación de H=1.20 m se diseñara con los momentos máximos del corte B-B (Figura N° 26)

*Tabla N° 39: Datos de diseño para acero negativo en platea de cimentación (H=0.95 m) en la dirección en X-X*

DISEÑO Mu (-)		
Mu(-)	127.5	t-m
h	95	cm
b	100	cm
d	88.73	cm
Ø 5/8"	2.54	cm
f'c	280	kg/cm <sup>2</sup>
fy	4200	kg/cm <sup>2</sup>
<b>As req.</b>	<b>38.79</b>	<b>cm<sup>2</sup></b>
β	0.85	

*Fuente: Propia*

Se tiene un acero requerido por flexión de 38.79 cm<sup>2</sup>, si utilizamos acero de 1" tendríamos la siguiente separación.

$$S = Ab / As$$

$$S = 5.07 / 38.79 = 0.131 \text{ m}$$

$$S = 13 \text{ cm}$$

$$As \text{ corrido } 1'' = 5.07 / 0.13 = 39.00 \text{ cm}^2$$

As total utilizada será de 39.00 cm<sup>2</sup> ligeramente mayor que el acero requerido. Por último el diseño quedo de la siguiente manera:

**Acero corrido 1" @ 0.13 m**

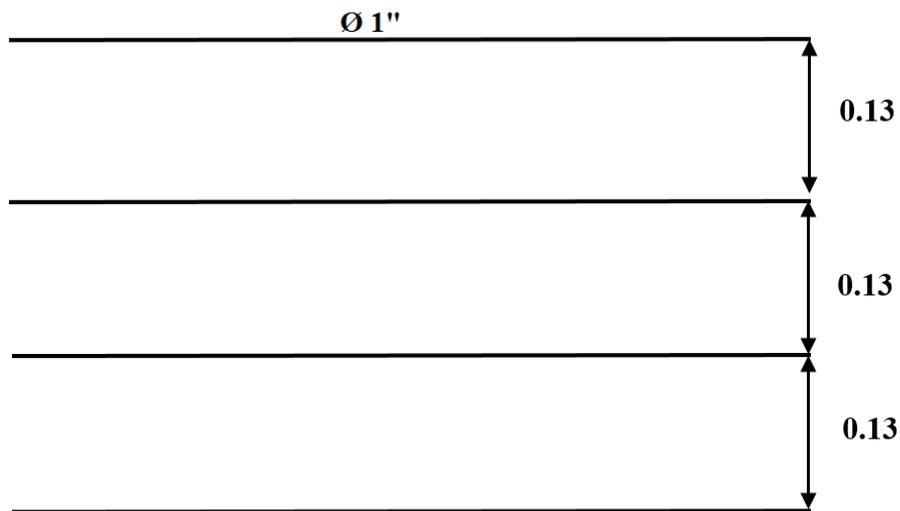
Para determinar que el diseño sea correcto se verificara la cuantía de acero máxima teniendo que cumplir que  $\epsilon_t \geq 0.005$ .

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b} = \frac{39 * 4200}{0.85 * 280 * 100} = 6.88 \text{ cm}$$

$$c = \frac{a}{0.85} = \frac{6.88}{0.85} = 8.10 \text{ cm}$$

$$\epsilon_t = \frac{(d - c)}{c} * \epsilon_c = \frac{(88.73 - 8.10)}{8.10} * 0.003 = 0.030$$

$\epsilon_t \geq 0.005 \rightarrow 0.030 \geq 0.005$  falla controlada por tracción. Ok



*Figura N° 36: Distribución de acero negativo en platea de cimentación (H=0.95 m) en la dirección X-X*

*Fuente: Propia*

### Diseño final del acero en platea sin bastones

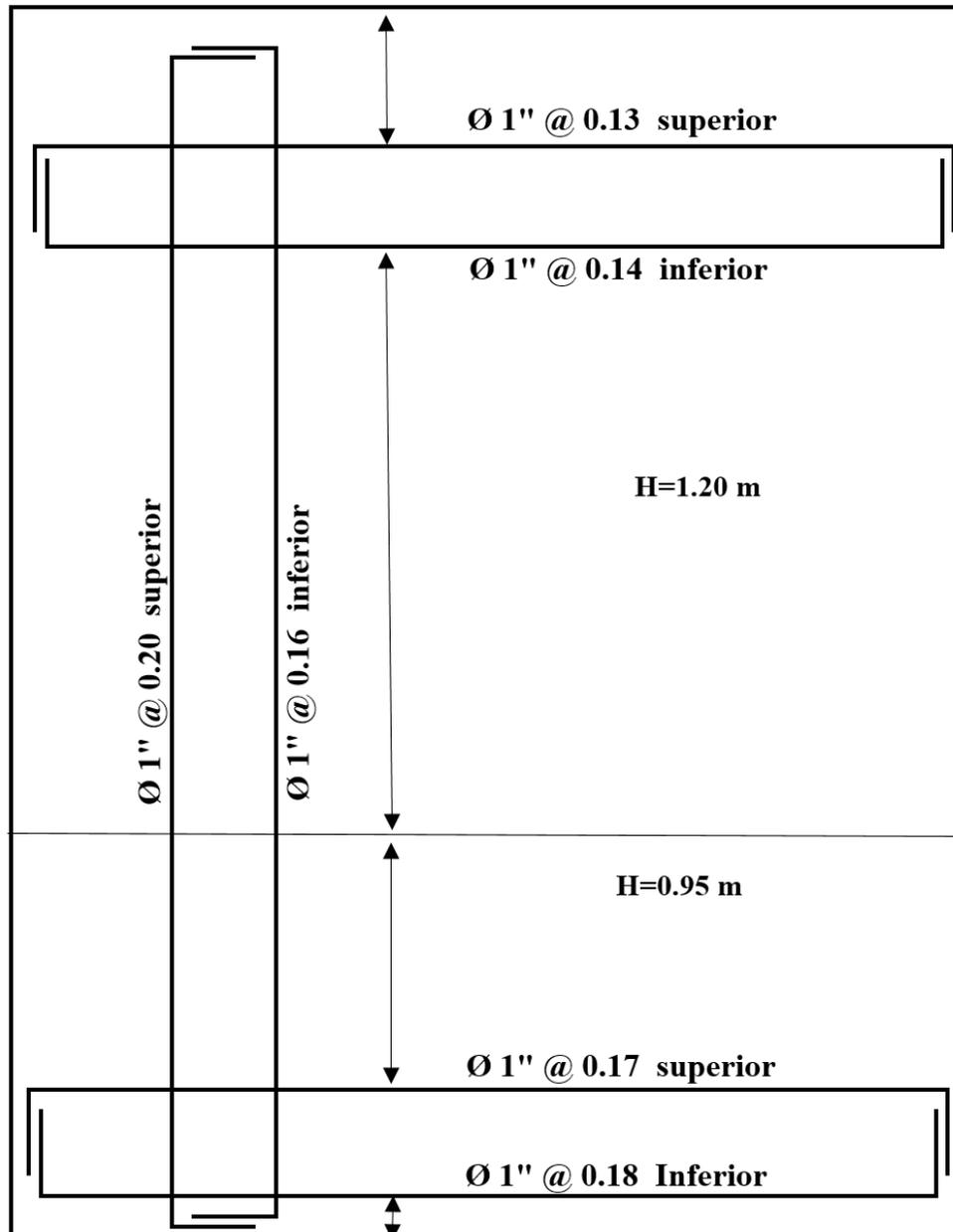


Figura N° 37: Distribución de acero negativo y positivo en platea de cimentación sin bastones

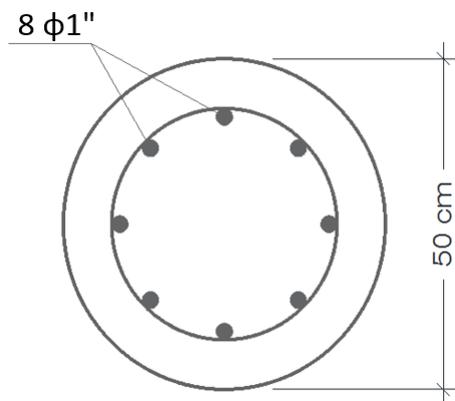
Fuente: Propia

### 3.6.2. Diseño de los pilotes

#### 3.6.2.1. Diseño estructural de pilotes

##### Diseño por flexocompresión

Para el diseño por flexocompresión, se analizó la sección transversal del pilote asumiendo una distribución de acero la cual fue de 8 barras de 1" teniendo una cuantía de 0.02.



*Figura N° 38: Detalle de la sección del Pilote de D=50cm  
Fuente: Propia*

Además se tiene los siguientes datos.

*Tabla N° 40: Datos de la sección del pilote de D=50cm*

DATOS DE SECCION DEL PILOTE		
f'c	280	kg/cm2
fy	4200	kg/cm2
Diámetro	50	cm
Área de concreto	1963	cm2
Área de acero	40.8	cm2
factor de reducción $\phi$	0.75	

*Fuente: Propia*

Luego que se asumió el acero longitudinal se realizó el diagrama de interacción de la sección del pilote con 8 barras de 1" en el programa ETABS v16. Además se calculó la resistencia de diseño máxima  $\phi P_n$  para poder comprobar los valores del diagrama de interacción que nos muestra el programa ETABS.

$$\phi P_n \max = 0.85 \phi [0.85 f'c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}]$$

$$\phi P_n \max = 0.85 * 0.75 [0.85 * 210 (1963 - 40.8) + 4200 * 40.8]$$

$$\phi P_n \max = 400.96 \text{ ton}$$

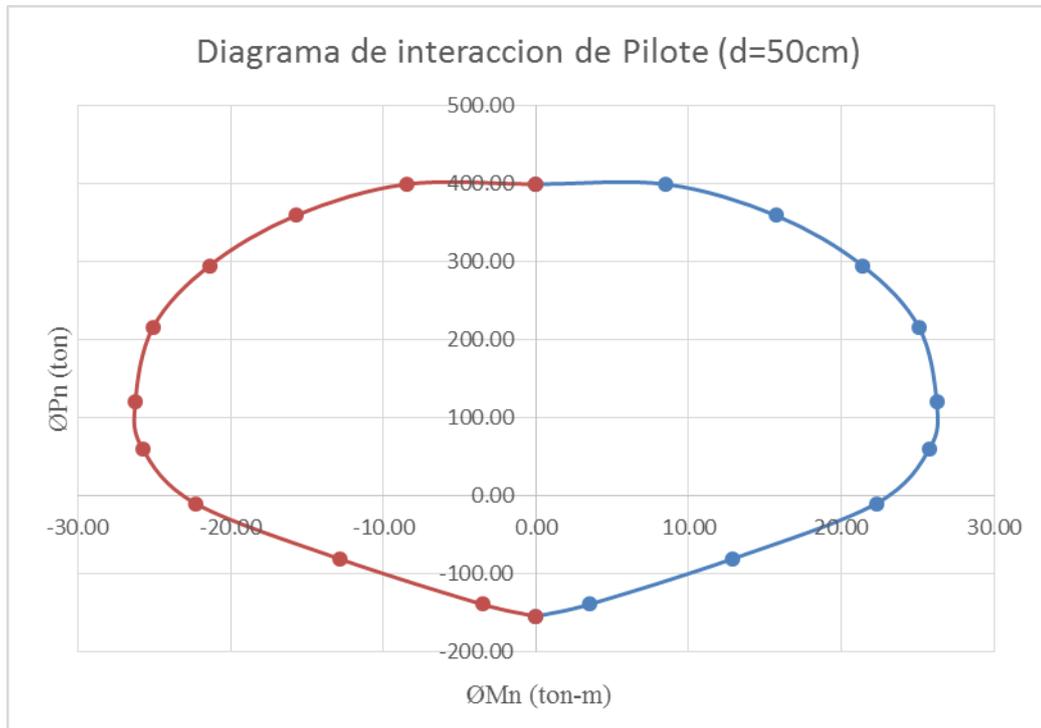
El valor máximo de  $\phi P_n$  es de 400.96 ton por lo tanto los valores de la siguiente tabla son correctos ya que no superan el la resistencia máxima especificado en la norma E060.

**Tabla N° 41:** Valores de  $\phi P_n$  y  $\phi M_n$  para diagrama de interacción

$\phi P_n$	$\phi M_n$	
398.99	0.00	0.00
398.99	8.49	-8.49
359.33	15.70	-15.70
294.75	21.40	-21.40
216.16	25.08	-25.08
121.04	26.25	-26.25
60.81	25.79	-25.79
-9.50	22.31	-22.31
-80.44	12.88	-12.88
-138.52	3.52	-3.52
-154.13	0.00	0.00

*Fuente: Propia*

A continuación se muestra el diagrama de interacción reducido ( $\phi = 0.75$ ) de la sección del pilote.



**Figura N° 39:** Diagrama de interacción del Pilote de D=50 cm  
 Fuente: Propia

Por último se verifico que los pares de fuerzas axiales y momentos flectores en los pilotes más esforzados de todas las combinaciones de diseño estén dentro del diagrama de interacción.

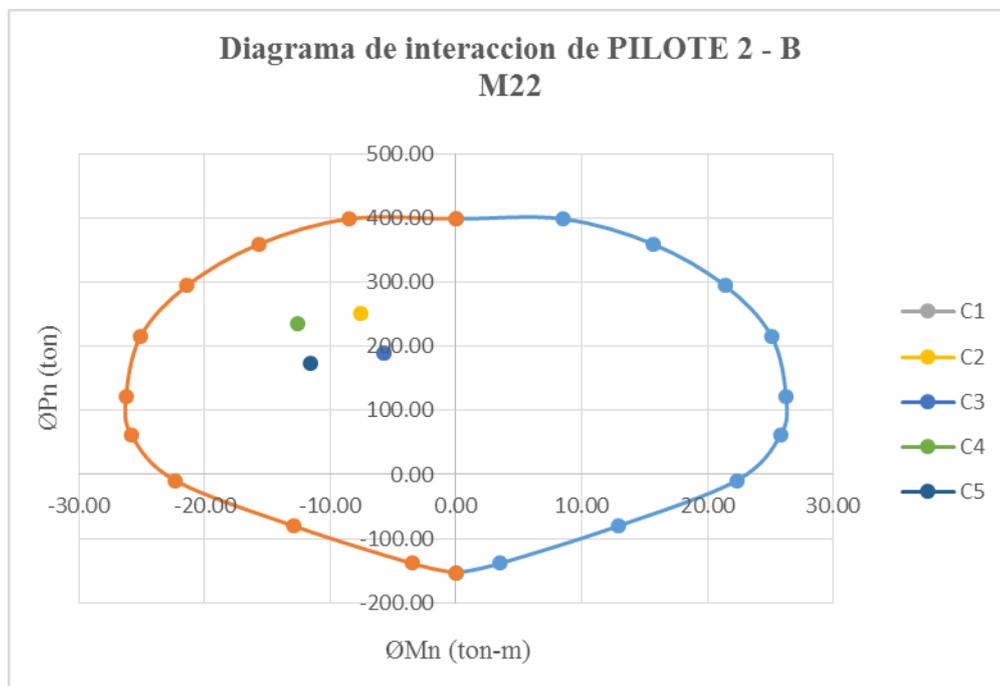
## PILOTE 2 – B

Se verifico que los pares de fuerzas axiales y momentos del pilote ubicado entre el eje 2 – B estén contenidos dentro del diagrama de interacción.

*Tabla N° 42: Valores de M22, M33 y Pu del PILOTE 2-B*

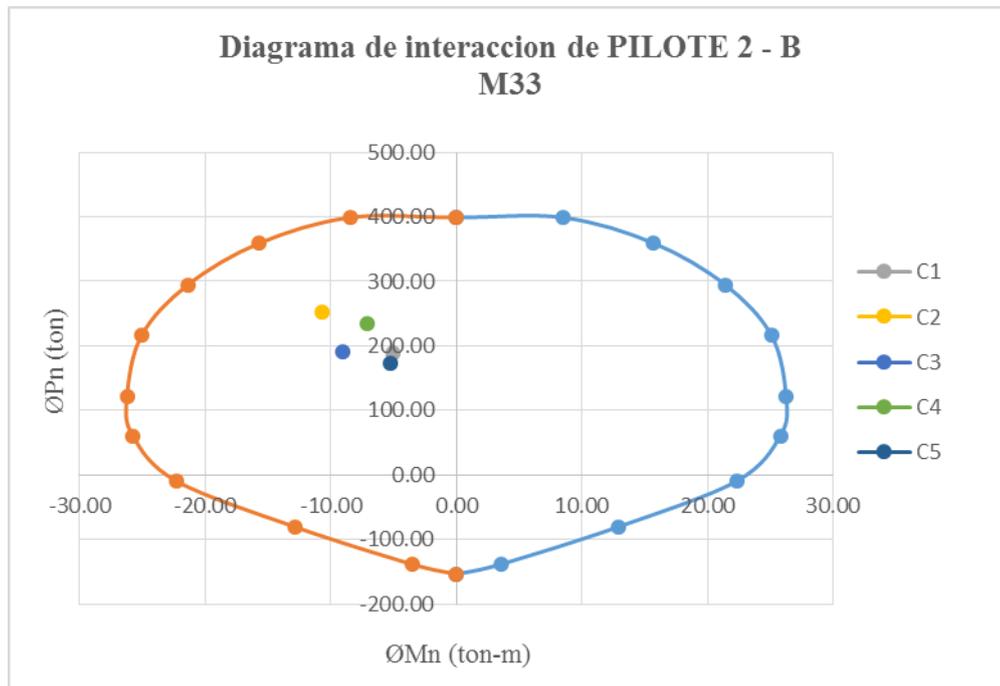
PILOTE 2 - B			
	M22	M33	Pu
C1	-5.71	-5.08	189.14
C2	-7.61	-10.71	251.69
C3	-5.76	-9.09	190.52
C4	-12.64	-7.1	234.82
C5	-11.56	-5.25	173.65

*Fuente: Propia*



*Figura N° 40: Combinaciones de diseño en diagrama de interacción del PILOTE 2-B para momentos M22*

*Fuente: Propia*



**Figura N° 41:** Combinaciones de diseño en diagrama de interacción del PILOTE 2-B para momentos M33

*Fuente: Propia*

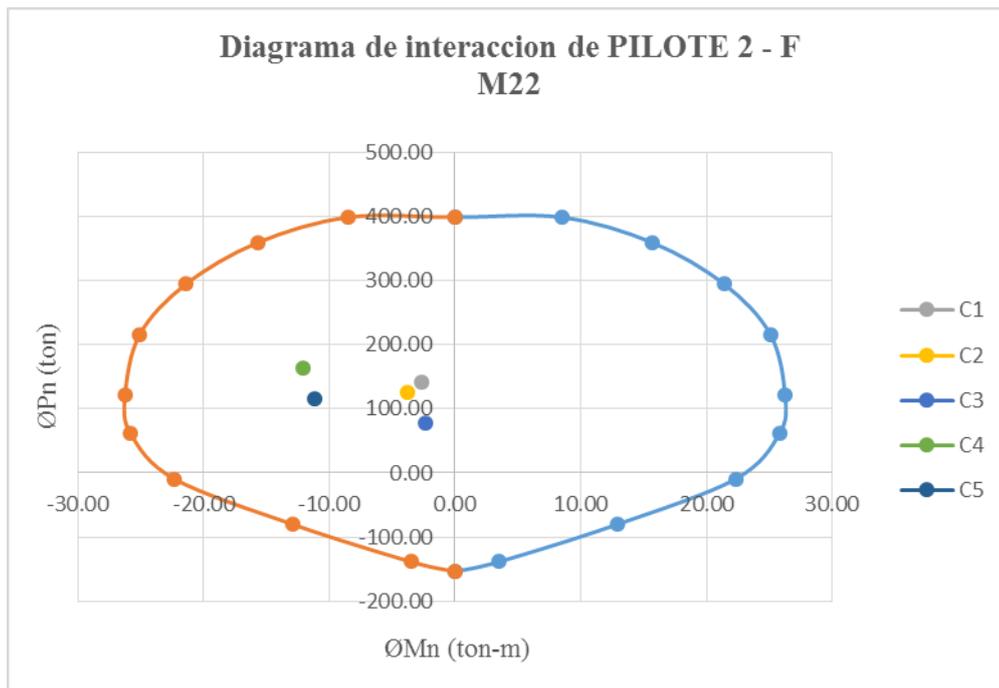
## PILOTE 2 – F

Se verifico que los pares de fuerzas axiales y momentos del pilote ubicado entre el eje 2 – F estén contenidos dentro del diagrama de interacción.

**Tabla N° 43:** Valores de M22, M33 y Pu del PILOTE 2 - F

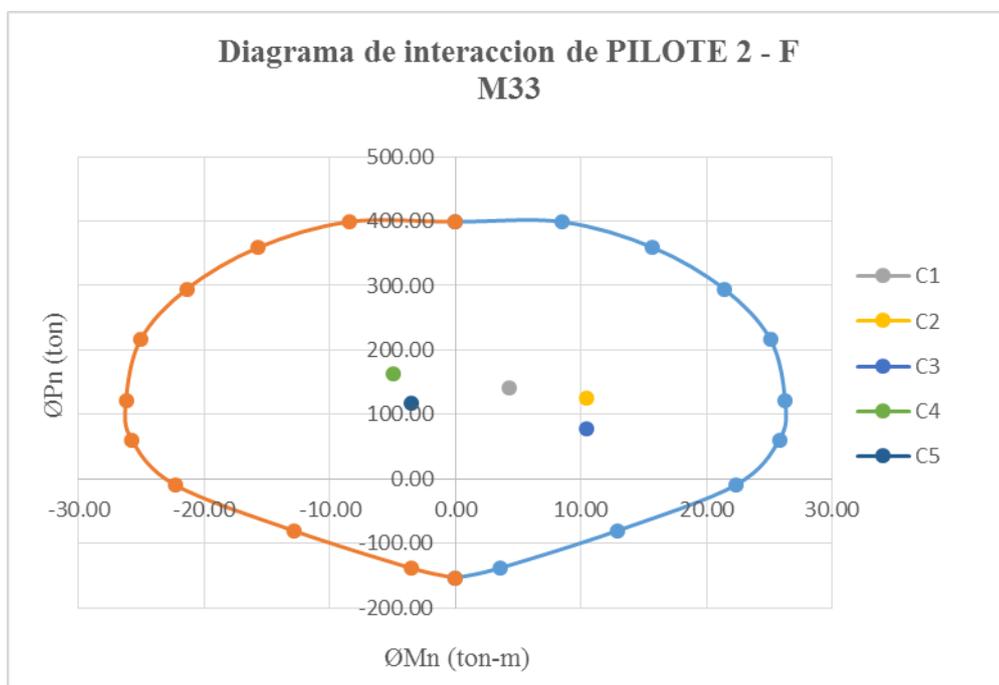
<b>PILOTE 2 - F</b>			
	M22	M33	Pu
C1	-2.7	4.26	140.92
C2	-3.78	10.47	125.11
C3	-2.37	10.44	78.57
C4	-12.08	-4.93	163.16
C5	-11.15	-3.53	116.63

*Fuente: Propia*



**Figura N° 42:** Combinaciones de diseño en diagrama de interacción del PILOTE 2-F para momentos M22

Fuente: Propia



**Figura N° 43:** Combinaciones de diseño en diagrama de interacción del PILOTE 2-F para momentos M33

Fuente: Propia

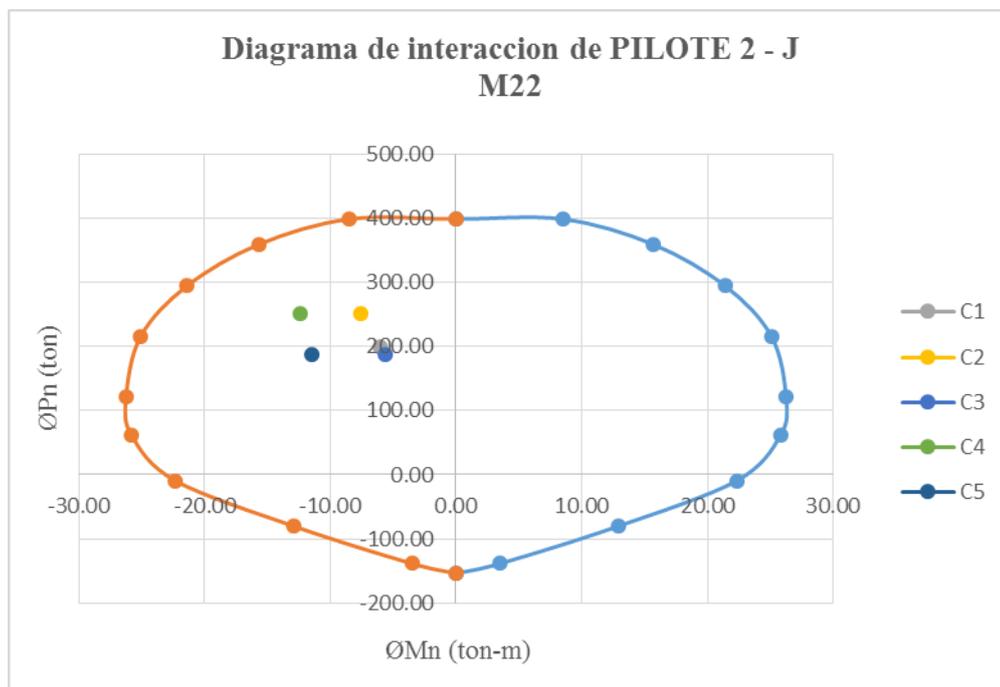
## PILOTE 2 - J

Se verifico que los pares de fuerzas axiales y momentos del pilote ubicado entre el eje 2 – J estén contenidos dentro del diagrama de interacción.

*Tabla N° 44: Valores de M22, M33 y Pu del PILOTE 2 - J*

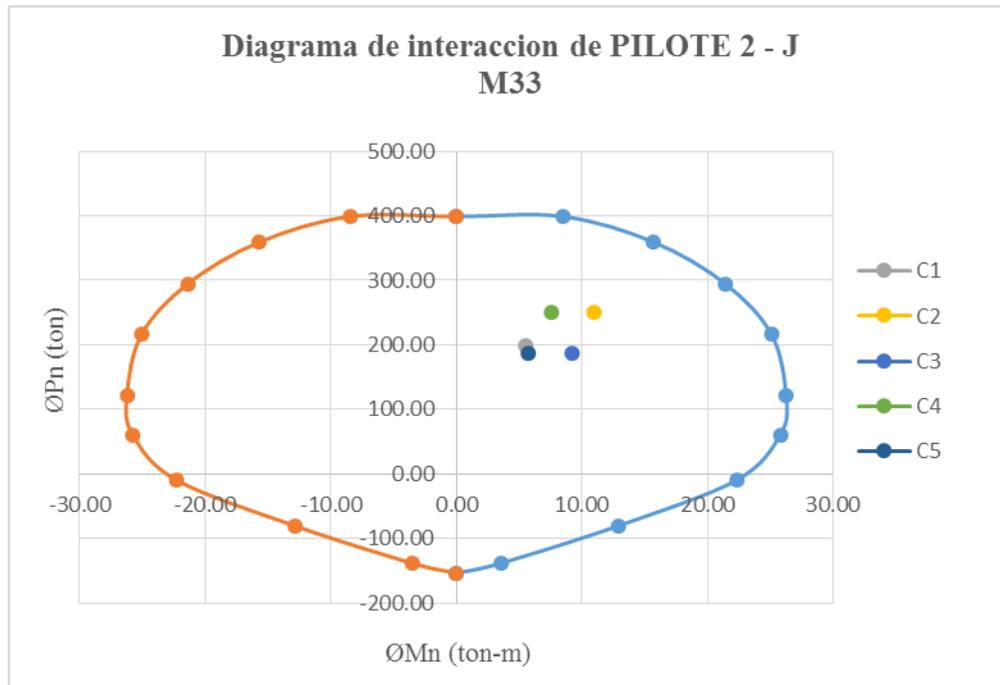
PILOTE 2 - J			
	M22	M33	Pu
C1	-6.01	5.52	198.77
C2	-7.59	10.99	250.86
C3	-5.66	9.25	187.18
C4	-12.44	7.59	251.27
C5	-11.49	5.67	187.6

*Fuente: Propia*



*Figura N° 44: Combinaciones de diseño en diagrama de interacción del PILOTE 2 - J para momentos M22*

*Fuente: Propia*



**Figura N° 45:** Combinaciones de diseño en diagrama de interacción del PILOTE 2- J para momentos M33

Fuente: Propia

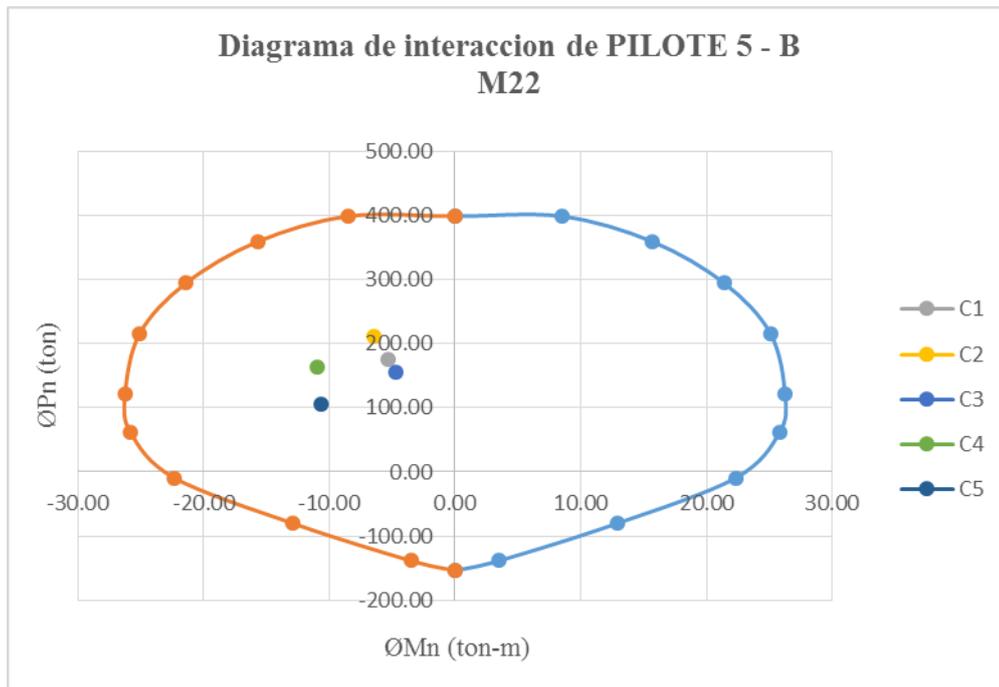
### PILOTE 5 - B

Se verifico que los pares de fuerzas axiales y momentos del pilote ubicado entre el eje 5 – B estén contenidos dentro del diagrama de interacción.

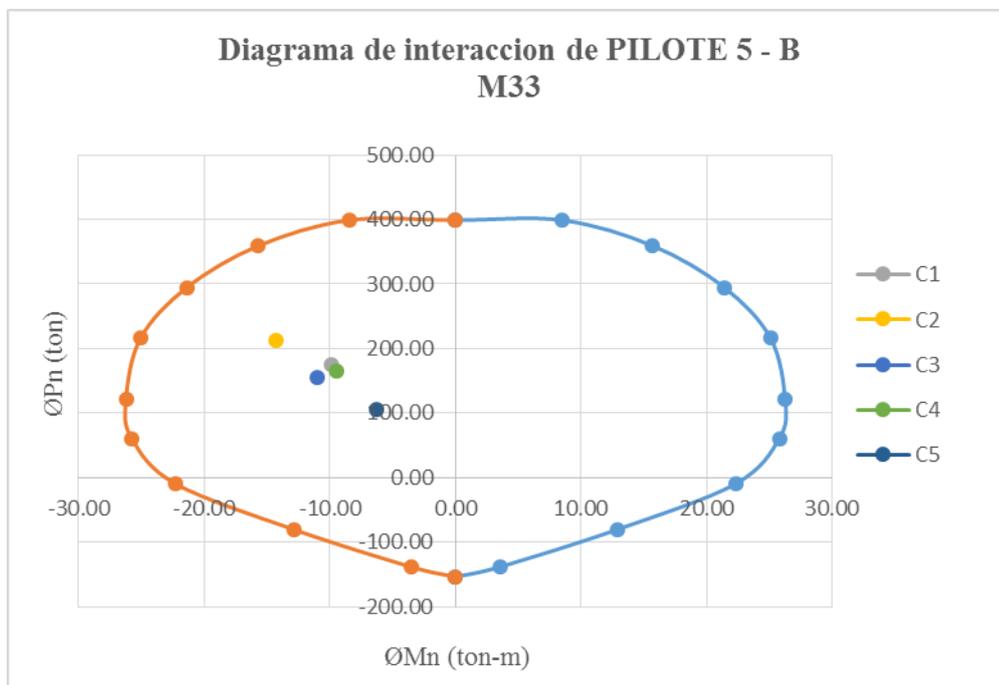
**Tabla N° 45:** Valores de M22, M33 y Pu del PILOTE 5 - B

<b>PILOTE 5 - B</b>			
	M22	M33	Pu
C1	-5.31	-9.86	175.74
C2	-6.42	-14.27	212.35
C3	-4.68	-11.04	154.64
C4	-11	-9.48	164.12
C5	-10.68	-6.26	106.41

Fuente: Propia



**Figura N° 46:** Combinaciones de diseño en diagrama de interacción del PILOTE 5 – B  
 para momentos M22  
 Fuente: Propia



**Figura N° 47:** Combinaciones de diseño en diagrama de interacción del PILOTE 5 – B  
 para momentos M33  
 Fuente: Propia

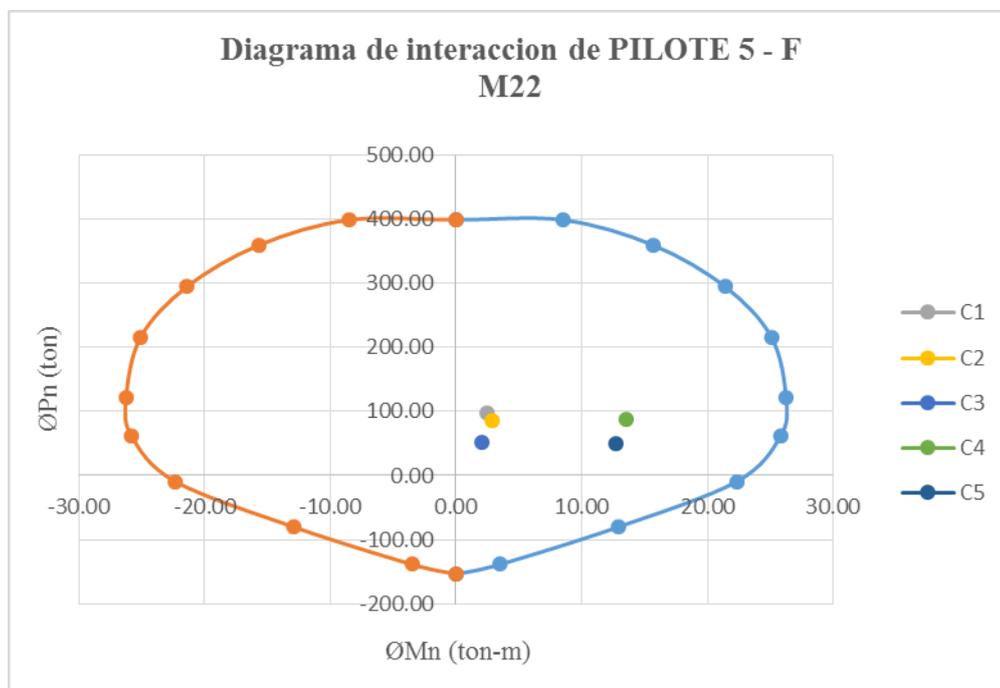
### PILOTE 5 - F

Se verifico que los pares de fuerzas axiales y momentos del pilote ubicado entre el eje 5 – F estén contenidos dentro del diagrama de interacción.

*Tabla N° 46: Valores de M22, M33 y Pu del PILOTE 5 - F*

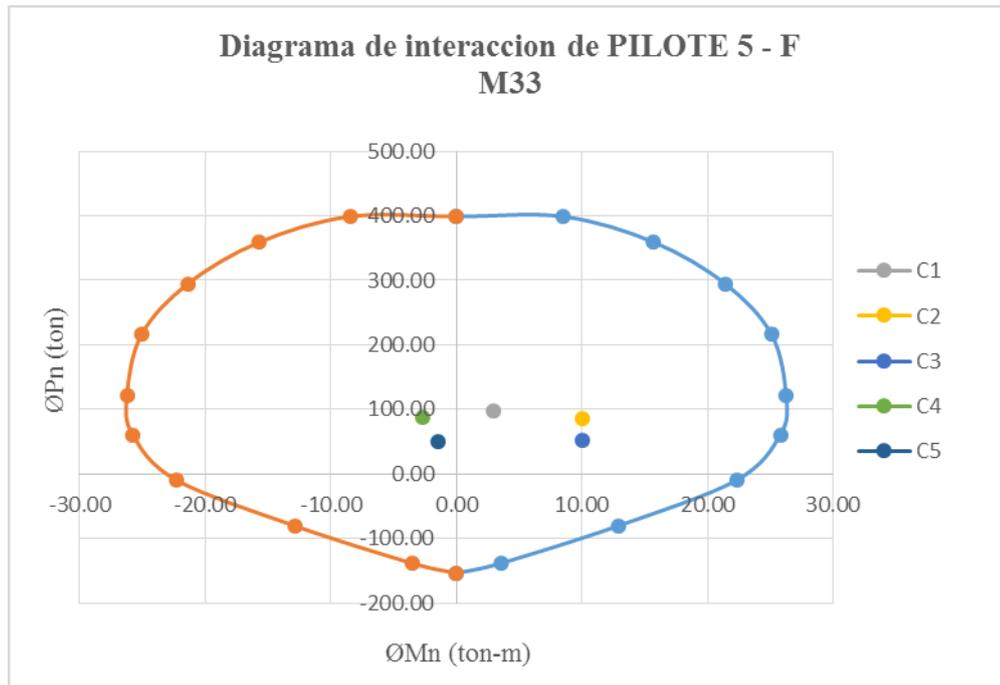
PILOTE 5 - F			
	M22	M33	Pu
C1	2.48	2.98	98.52
C2	2.9	10.04	85.71
C3	2.07	10.01	52.7
C4	13.55	-2.67	88.19
C5	12.71	-1.49	49.28

*Fuente: Propia*



*Figura N° 48: Combinaciones de diseño en diagrama de interacción del PILOTE 5 – F para momentos M22*

*Fuente: Propia*



**Figura N° 49:** Combinaciones de diseño en diagrama de interacción del PILOTE 5 – F para momentos M33

Fuente: Propia

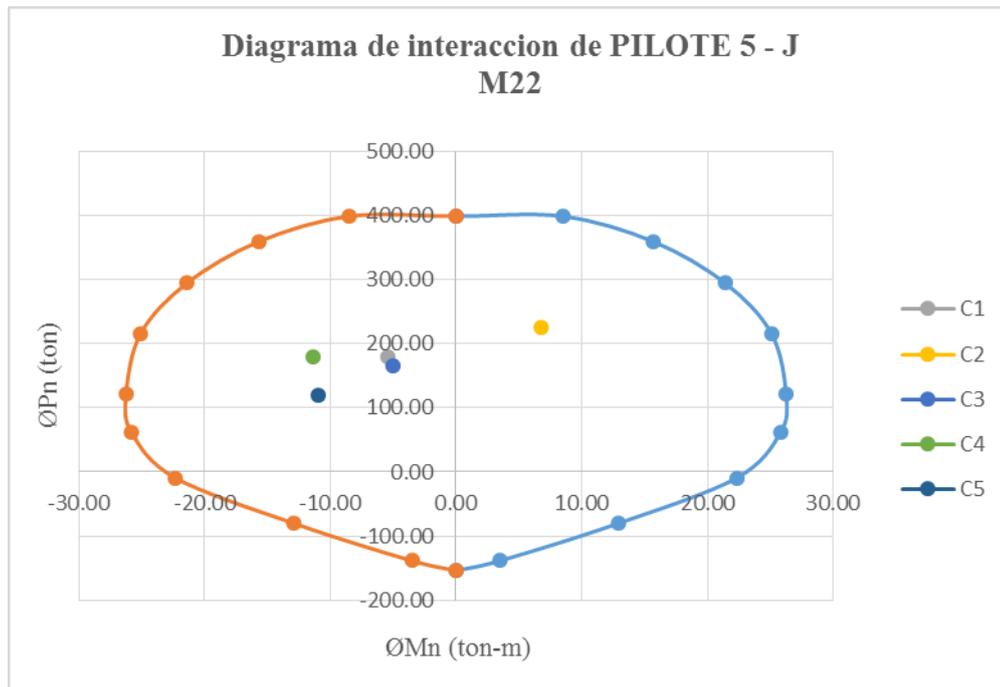
## PILOTE 5 - J

Se verifico que los pares de fuerzas axiales y momentos del pilote ubicado entre el eje 5 – J estén contenidos dentro del diagrama de interacción.

**Tabla N° 47:** Valores de M22, M33 y Pu del PILOTE 5 - J

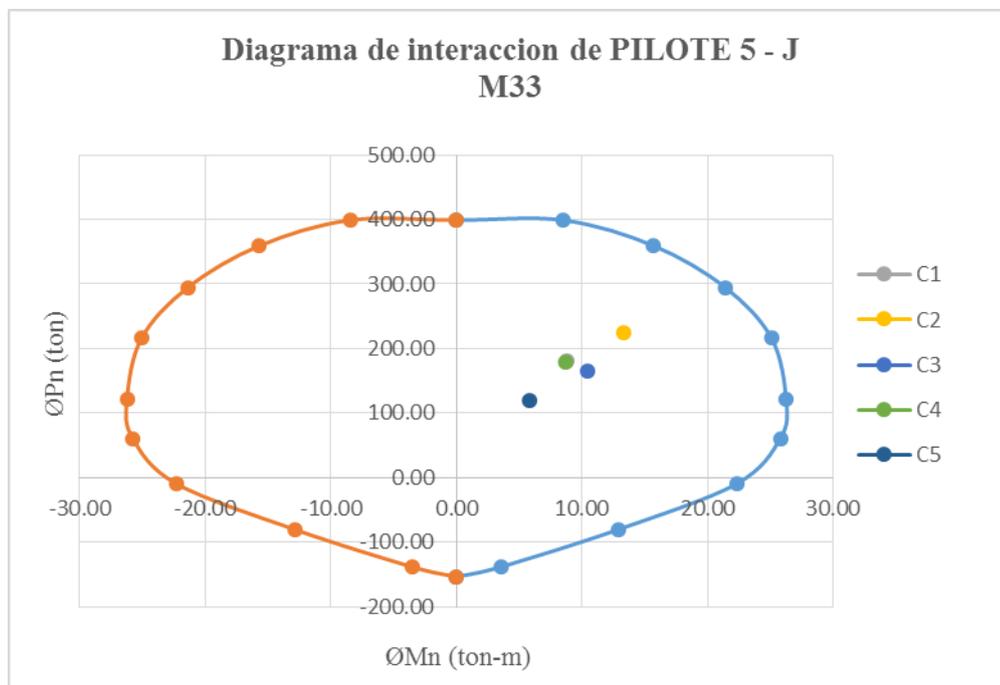
<b>PILOTE 5 - J</b>			
	M22	M33	Pu
C1	-5.45	8.79	180.16
C2	6.79	13.27	224.58
C3	-5.02	10.42	165.88
C4	-11.37	8.69	178.74
C5	-10.96	5.85	120.03

Fuente: Propia



**Figura N° 50:** Combinaciones de diseño en diagrama de interacción del PILOTE 5 -J para momentos M22

Fuente: Propia



**Figura N° 51:** Combinaciones de diseño en diagrama de interacción del PILOTE 5 -J para momentos M33

Fuente: Propia

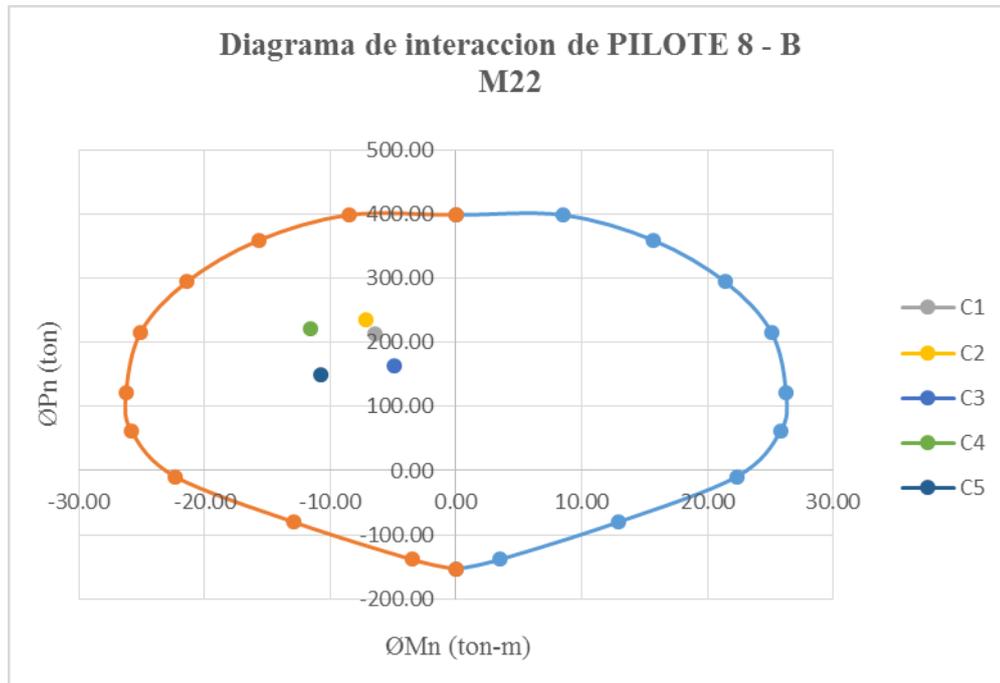
### PILOTE 8 - B

Se verifico que los pares de fuerzas axiales y momentos del pilote ubicado entre el eje 8 – B estén contenidos dentro del diagrama de interacción.

*Tabla N° 48: Valores de M22, M33 y Pu del PILOTE 8 - B*

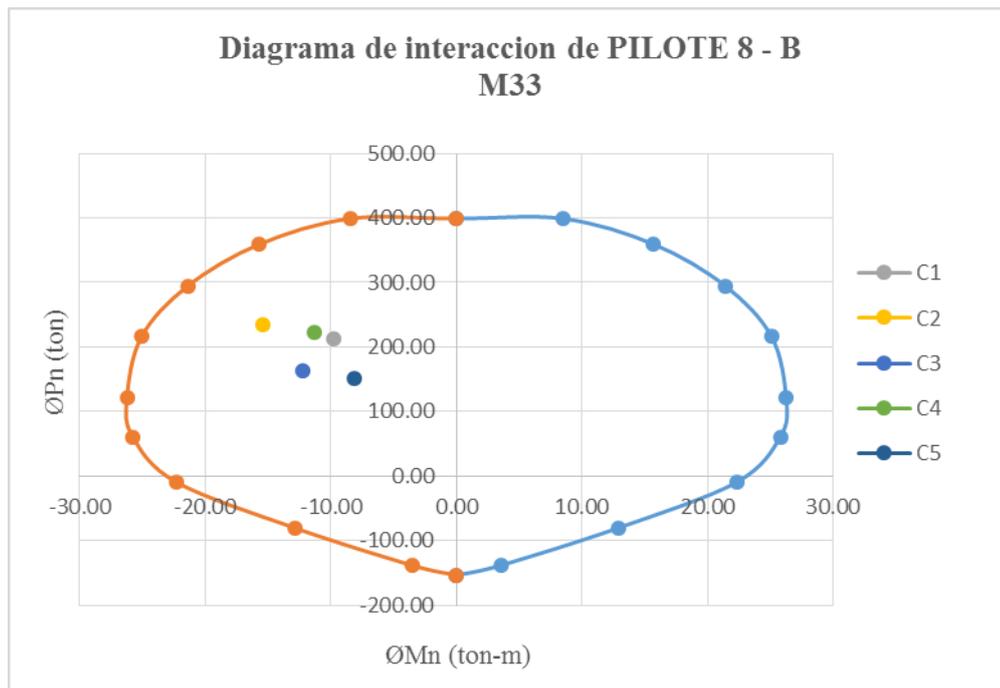
PILOTE 8 - B			
	M22	M33	Pu
C1	-6.46	-9.77	213.5
C2	-7.12	-15.39	235.38
C3	-4.96	-12.2	163.91
C4	-11.55	-11.35	222
C5	-10.73	-8.16	150.54

*Fuente: Propia*



*Figura N° 52: Combinaciones de diseño en diagrama de interacción del PILOTE 8 - B para momentos M22*

*Fuente: Propia*



**Figura N° 53:** Combinaciones de diseño en diagrama de interacción del PILOTE 8 - B para momentos M33

Fuente: Propia

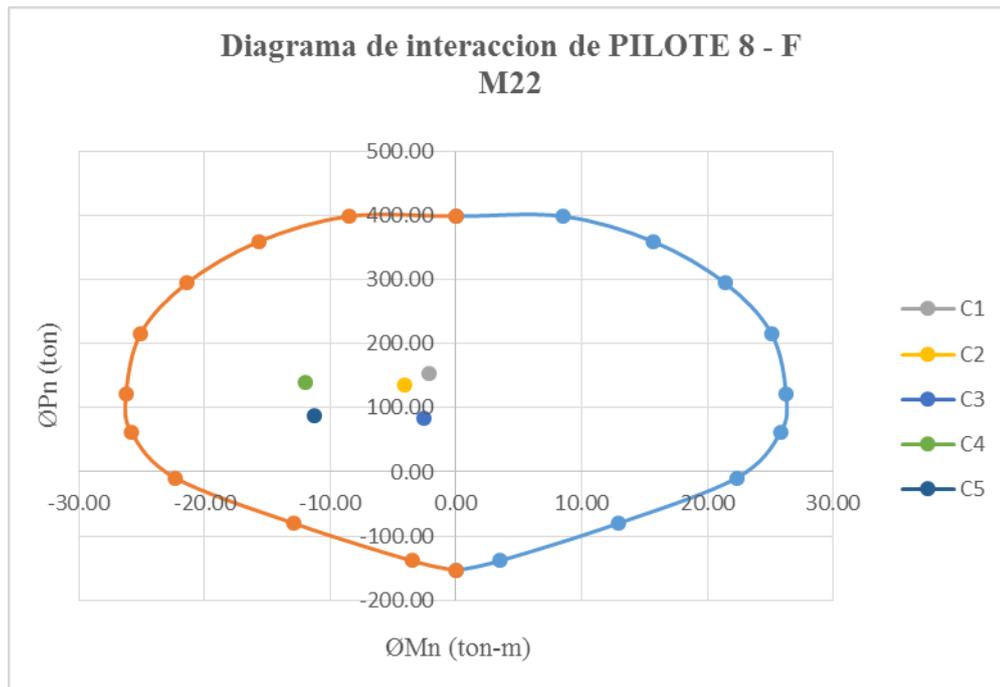
### PILOTE 8 - F

Se verifico que los pares de fuerzas axiales y momentos del pilote ubicado entre el eje 8 – F estén contenidos dentro del diagrama de interacción.

**Tabla N° 49:** Valores de M22, M33 y Pu del PILOTE 8 - F

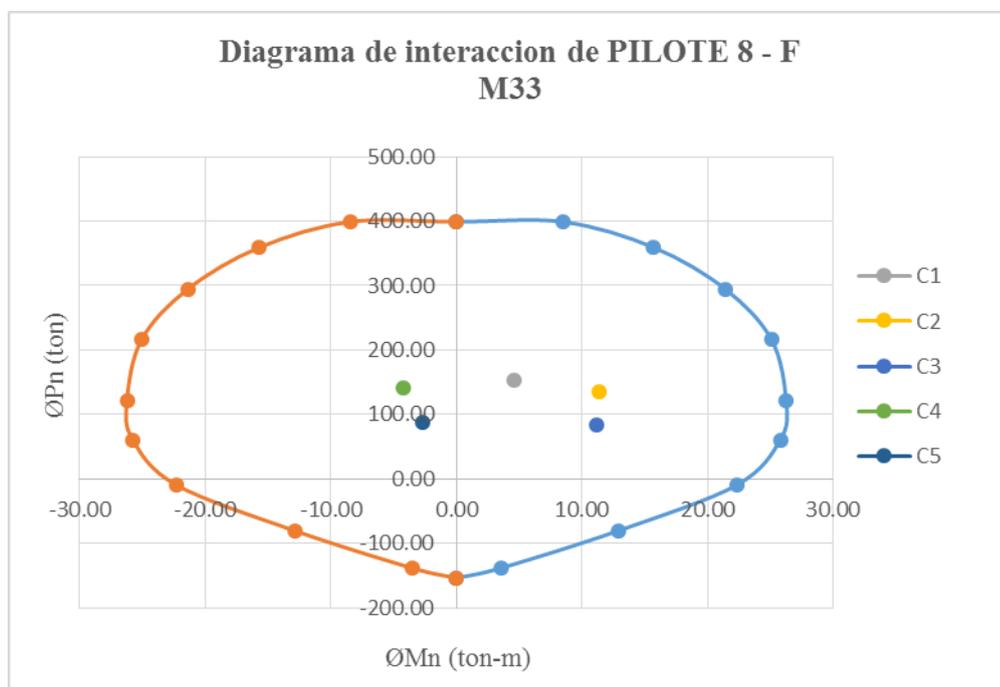
<b>PILOTE 8 - F</b>			
	M22	M33	Pu
C1	-2.19	4.63	153.07
C2	-4.1	11.31	135.67
C3	-2.52	11.1	83.24
C4	-12.03	-4.25	140.38
C5	-11.27	-2.66	87.95

Fuente: Propia



**Figura N° 54:** Combinaciones de diseño en diagrama de interacción del PILOTE 8 – F para momentos M22

Fuente: Propia



**Figura N° 55:** Combinaciones de diseño en diagrama de interacción del PILOTE 8 – F para momentos M33

Fuente: Propia

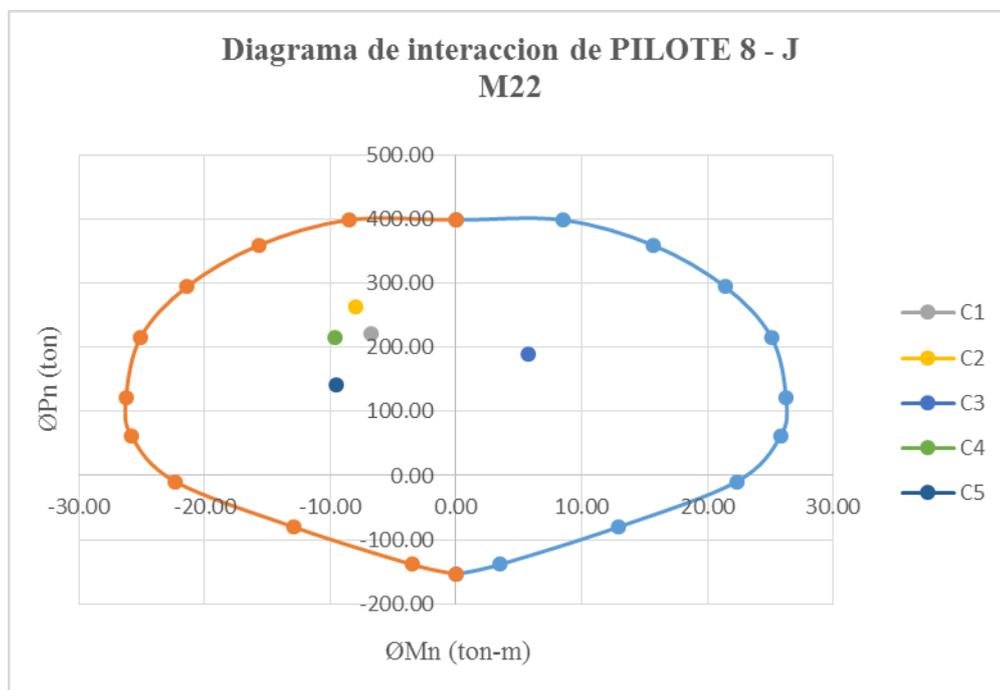
### PILOTE 8 - J

Se verifico que los pares de fuerzas axiales y momentos del pilote ubicado entre el eje 8 – J estén contenidos dentro del diagrama de interacción.

*Tabla N° 50: Valores de M22, M33 y Pu del PILOTE 8 - J*

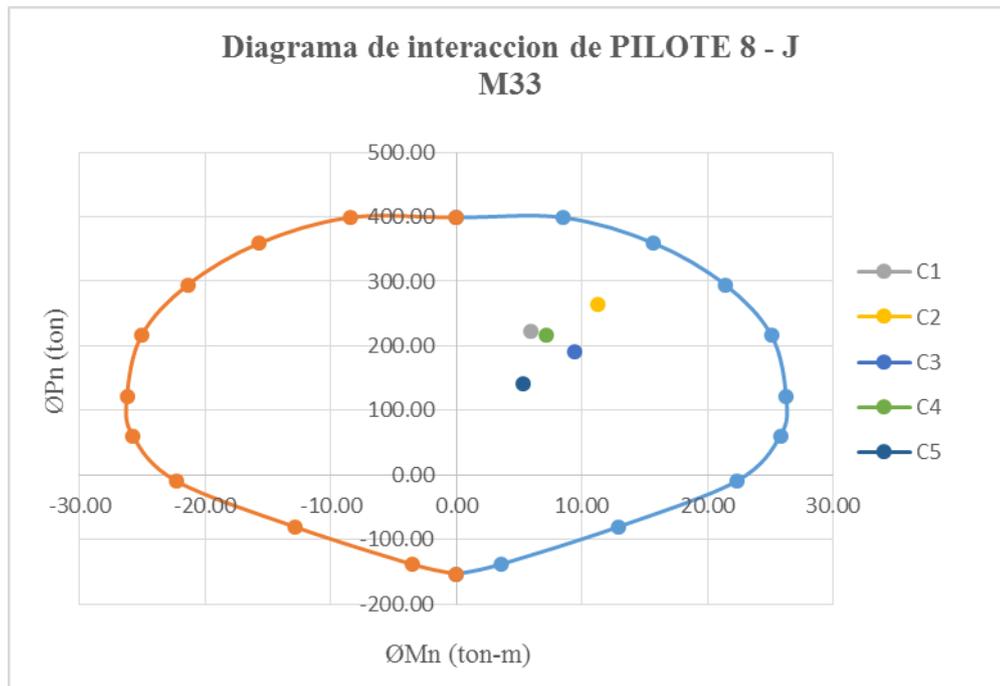
PILOTE 8 - J			
	M22	M33	Pu
C1	-6.73	5.87	222.45
C2	-7.98	11.3	263.95
C3	5.74	9.38	189.98
C4	-9.65	7.18	215.97
C5	-9.48	5.26	141.99

*Fuente: Propia*



*Figura N° 56: Combinaciones de diseño en diagrama de interacción del PILOTE 8 – J para momentos M22*

*Fuente: Propia*



**Figura N° 57:** Combinaciones de diseño en diagrama de interacción del PILOTE 8 – J para momentos M33

Fuente: Propia

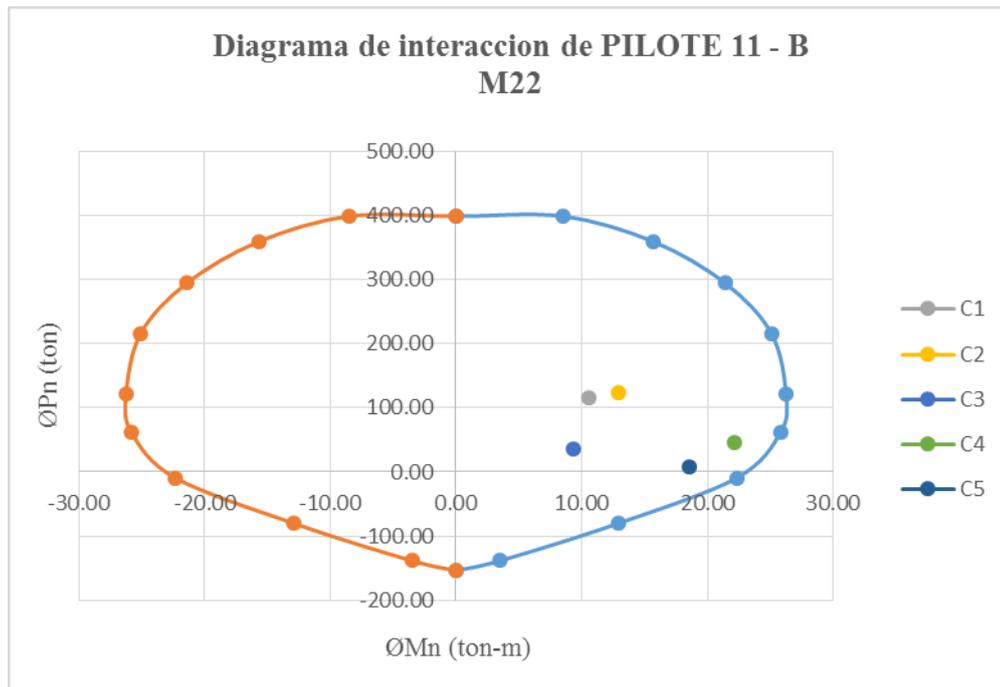
### PILOTE 11 - B

Se verifico que los pares de fuerzas axiales y momentos del pilote ubicado entre el eje 11 – B estén contenidos dentro del diagrama de interacción.

**Tabla N° 51:** Valores de M22, M33 y Pu del PILOTE 11 - B

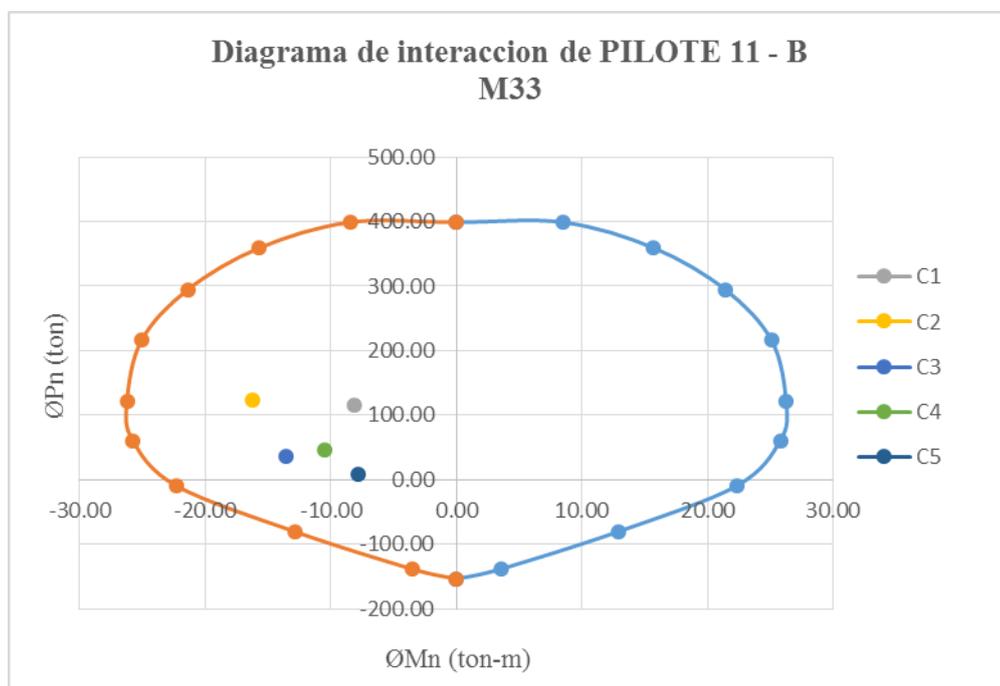
PILOTE 11 - B			
	M22	M33	Pu
C1	10.58	-8.13	114.78
C2	12.94	-16.26	123.37
C3	9.32	-13.57	36.72
C4	22.19	-10.46	45.91
C5	18.57	-7.78	7.41

Fuente: Propia



**Figura N° 58:** Combinaciones de diseño en diagrama de interacción del PILOTE 11 – B para momentos M22

Fuente: Propia



**Figura N° 59:** Combinaciones de diseño en diagrama de interacción del PILOTE 11 – B para momentos M33

Fuente: Propia

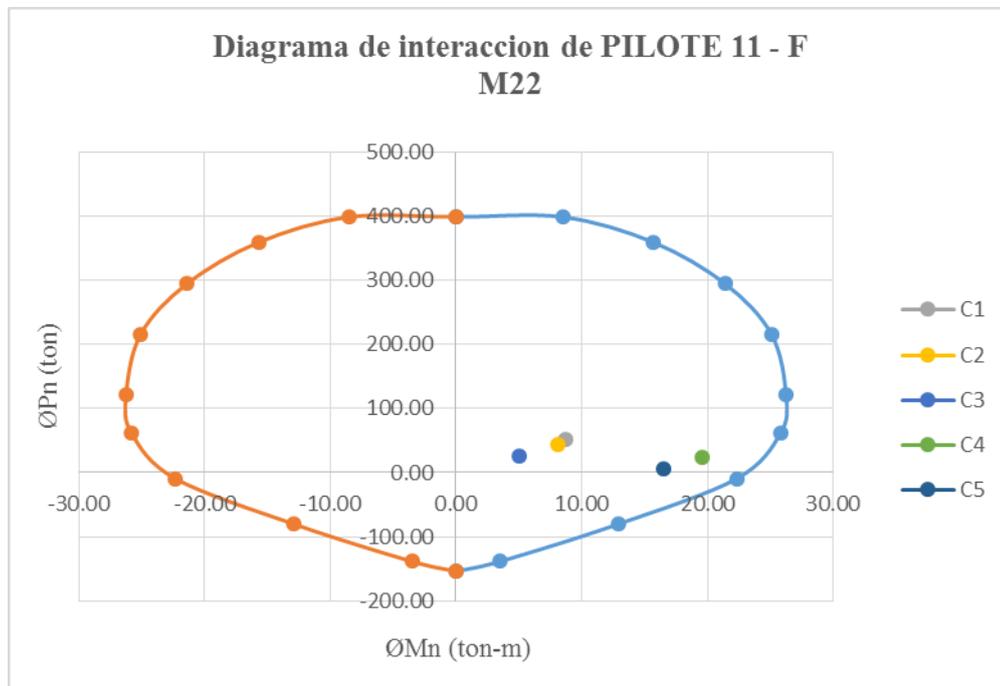
## PILOTE 11 - F

Se verifico que los pares de fuerzas axiales y momentos del pilote ubicado entre el eje P11 – F estén contenidos dentro del diagrama de interacción.

*Tabla N° 52: Valores de M22, M33 y Pu del PILOTE 11 - F*

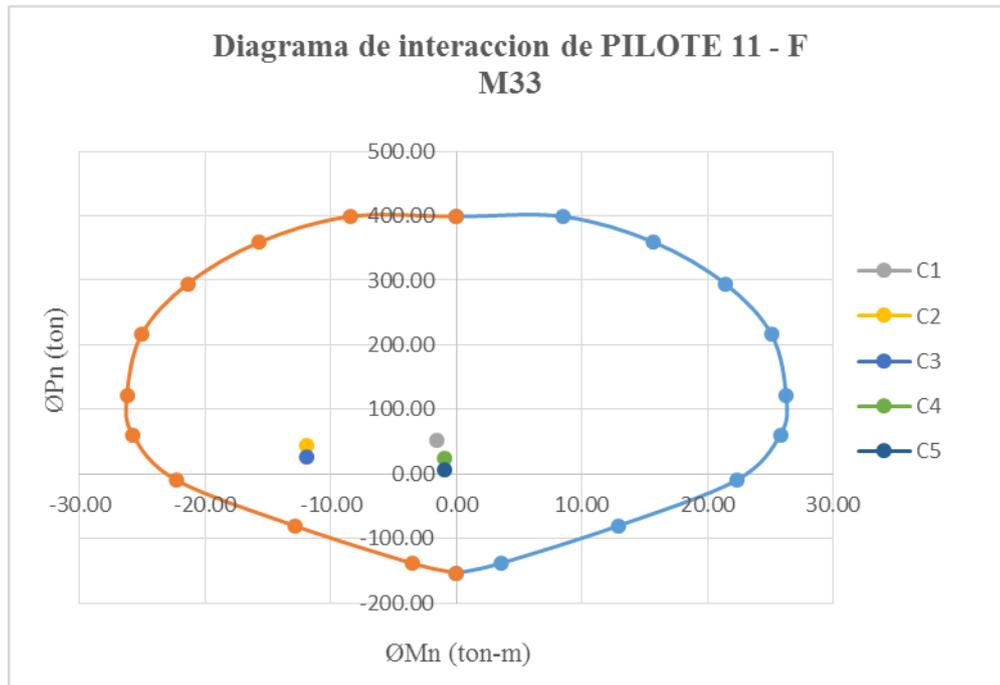
PILOTE 11 - F			
	M22	M33	Pu
C1	8.73	-1.59	52.47
C2	8.09	-11.97	43.94
C3	5.07	-11.96	25.83
C4	19.53	-0.94	23.62
C5	16.5	-0.93	5.51

*Fuente: Propia*



*Figura N° 60: Combinaciones de diseño en diagrama de interacción del PILOTE 11 – F para momentos M22*

*Fuente: Propia*



**Figura N° 61:** Combinaciones de diseño en diagrama de interacción del PILOTE 11 – F para momentos M33

*Fuente: Propia*

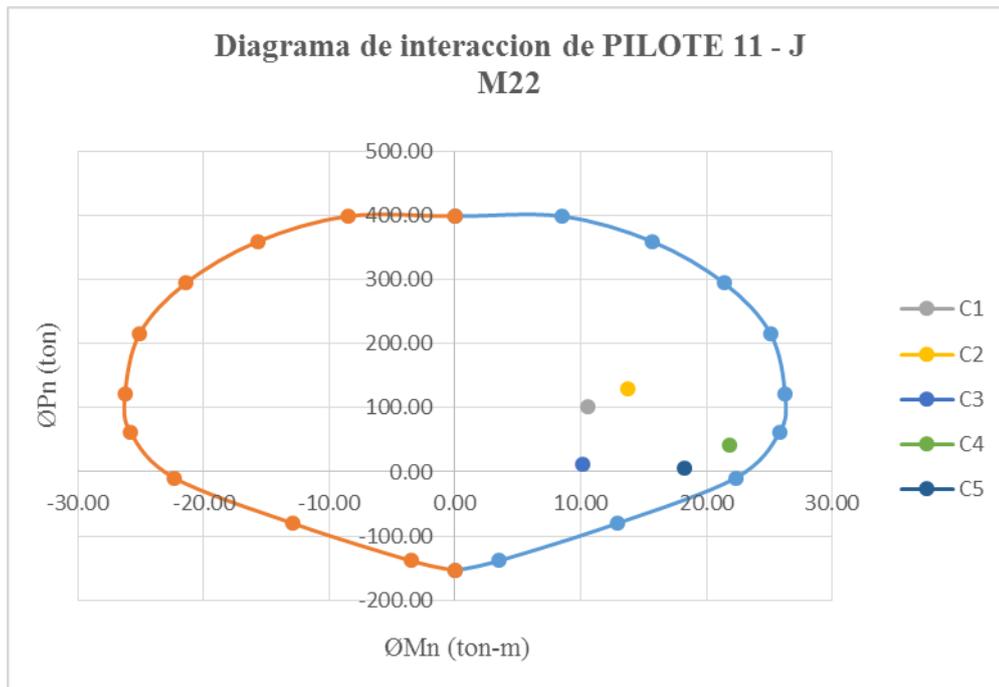
### PILOTE 11 - J

Se verifico que los pares de fuerzas axiales y momentos del pilote ubicado entre el eje 11 – J estén contenidos dentro del diagrama de interacción.

**Tabla N° 53:** Valores de M22, M33 y Pu del PILOTE 11 - J

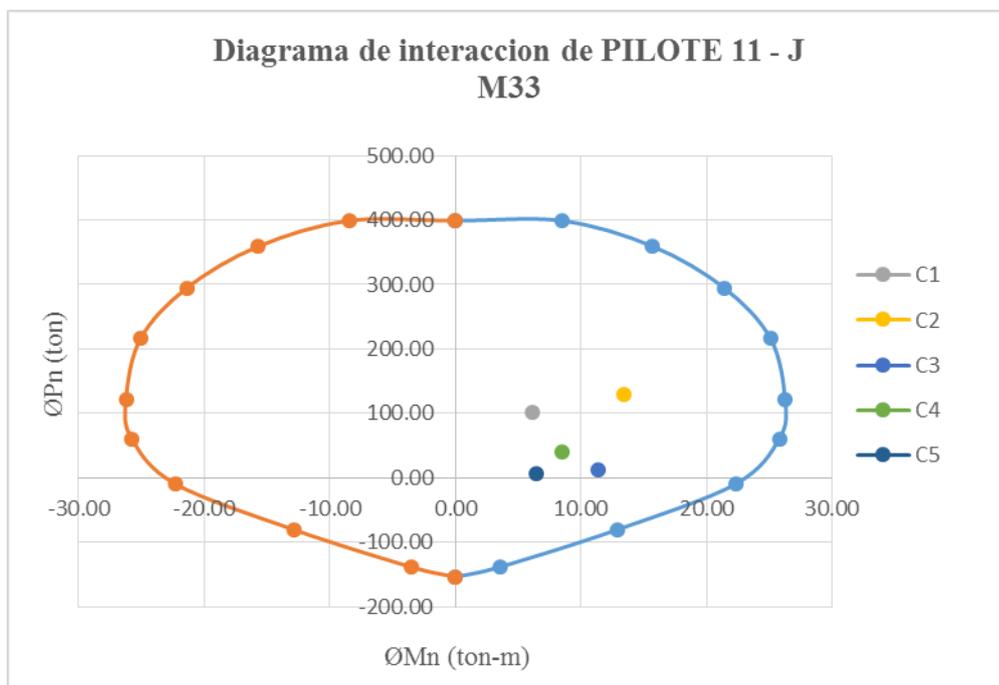
<b>PILOTE 11 - J</b>			
	M22	M33	Pu
C1	10.54	6.17	101.87
C2	13.69	13.38	129.5
C3	10.12	11.33	12.62
C4	21.83	8.47	40.88
C5	18.26	6.41	6.71

*Fuente: Propia*



**Figura N° 62:** Combinaciones de diseño en diagrama de interacción del PILOTE 11 – J para momentos M22

Fuente: Propia



**Figura N° 63:** Combinaciones de diseño en diagrama de interacción del PILOTE 11 – J para momentos M33

Fuente: Propia

### Verificación de Flexión Biaxial del pilote

Ahora se va a determinar si es correcto usar el método de Bresler o quizás sea necesario usar el método de contorno de cargas, el método de Bresler se usara si:

$$\frac{Pu}{\phi P_{no}} \geq 0.1$$

$$\frac{251.69}{400.96} \geq 0.1$$

$$0.63 \geq 0.1 \rightarrow \mathbf{OK}$$

Por lo tanto es correcto aplicar el método de Bresler para el diseño a flexocomprension.

$$\frac{1}{Pu} \geq \left( \frac{1}{\phi P_{nx}} + \frac{1}{\phi P_{ny}} - \frac{1}{\phi P_{no}} \right)$$

$$Pu \leq \left( \frac{1}{\frac{1}{\phi P_{nx}} + \frac{1}{\phi P_{ny}} - \frac{1}{\phi P_{no}}} \right)$$

### Verificación de pilote 2 – B:

Tabla N° 54: Fuerzas del pilote 2 - B para verificación de Bresler

	PILOTE 2 - B					
	Mu22 (ton-m)	Mu33 (ton-m)	Pu (ton)	ØPnx (ton)	ØPny (ton)	Øpno (ton)
<b>Comb 1</b>	-5.71	-5.08	189.14	395	395	400.96
<b>Comb 2</b>	-7.61	-10.71	251.69	394	385	400.96
<b>Comb 3</b>	-5.76	-9.09	190.52	395	390	400.96
<b>Comb 4</b>	-12.64	-7.10	234.82	378	395	400.96
<b>Comb 5</b>	-11.56	-5.25	173.65	382	395	400.96

Fuente: Propia

#### Combinación 1

$$Pu \leq \left( \frac{1}{\frac{1}{\phi Pnx} + \frac{1}{\phi Pny} - \frac{1}{\phi Pno}} \right)$$

$$Pu \leq \left( \frac{1}{\frac{1}{395} + \frac{1}{395} - \frac{1}{400.96}} \right) = 389.21 \text{ ton}$$

$$189.14 \text{ ton} \leq 389.21 \text{ ton} \quad \mathbf{ok}$$

#### Combinación 2

$$Pu \leq \left( \frac{1}{\frac{1}{\phi Pnx} + \frac{1}{\phi Pny} - \frac{1}{\phi Pno}} \right)$$

$$Pu \leq \left( \frac{1}{\frac{1}{394} + \frac{1}{385} - \frac{1}{400.96}} \right) = 378.58 \text{ ton}$$

$$251.69 \text{ ton} \leq 378.58 \text{ ton} \quad \mathbf{ok}$$

### Combinación 3

$$Pu \leq \left( \frac{1}{\frac{1}{\phi P_{nx}} + \frac{1}{\phi P_{ny}} - \frac{1}{\phi P_{no}}} \right)$$

$$Pu \leq \left( \frac{1}{\frac{1}{395} + \frac{1}{390} - \frac{1}{400.96}} \right) = 384.36 \text{ ton}$$

$$190.52 \text{ ton} \leq 384.36 \text{ ton} \quad \mathbf{ok}$$

### Combinación 4

$$Pu \leq \left( \frac{1}{\frac{1}{\phi P_{nx}} + \frac{1}{\phi P_{ny}} - \frac{1}{\phi P_{no}}} \right)$$

$$Pu \leq \left( \frac{1}{\frac{1}{378} + \frac{1}{395} - \frac{1}{400.96}} \right) = 372.70 \text{ ton}$$

$$234.82 \text{ ton} \leq 372.70 \text{ ton} \quad \mathbf{ok}$$

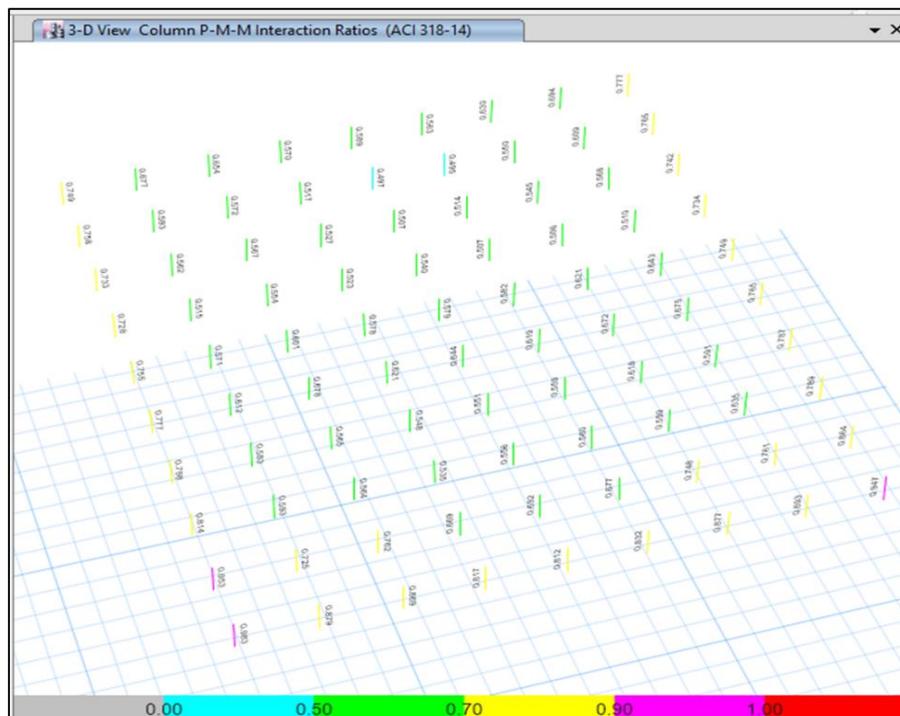
### Combinación 5

$$Pu \leq \left( \frac{1}{\frac{1}{\phi P_{nx}} + \frac{1}{\phi P_{ny}} - \frac{1}{\phi P_{no}}} \right)$$

$$P_u \leq \left( \frac{1}{\frac{1}{382} + \frac{1}{395} - \frac{1}{400.96}} \right) = 376.59 \text{ ton}$$

$$173.65 \text{ ton} \leq 376.59 \text{ ton} \quad \text{ok}$$

Luego de verificar en todos los pilotes seleccionados como más esforzados que los pares de fuerzas axiales y momentos flectores de todas las combinaciones están dentro del diagrama de interacción y que además cumple con la verificación de la flexión biaxial de Bresler, se concluye que el diseño del refuerzo longitudinal de 8 barras de 1" sería suficiente para la sección del pilote. Además se verifico en el programa ETABS que la relación demanda - capacidad no sea mayor que 1, esto se demuestra en la siguiente imagen.



**Figura N° 64:** Relación demanda – capacidad de los pilotes en ETABS

**Fuente:** Propia – Etabs v2016

### Diseño por cortante

Para el diseño por corte se escogió el pilote 2 - J que recibe más cortante, este se describe en la siguiente tabla.

*Tabla N° 55: Valores de Pu y Vu del pilote 2 - J*

combinación	PILOTE 2 - J	
	Pu (ton)	Vu (ton)
<b>Comb 1</b>	198.77	2.24
<b>Comb 2</b>	250.86	4.13
<b>Comb 3</b>	187.18	4.37
<b>Comb 4</b>	251.27	8.29
<b>Comb 5</b>	187.60	7.82

*Fuente: Propia*

Una vez escogido el pilote con más cortante, se realizó el cálculo de la resistencia al cortante proporcionada por el concreto tal como se muestra a continuación.

*Tabla N° 56: Datos del pilote 2 - J para diseño por cortante*

DATOS DEL PILOTE		
<b>f'c</b>	280	kg/cm <sup>2</sup>
<b>fy</b>	4200	Kg/cm <sup>2</sup>
<b>Pu</b>	187.6	ton
<b>Ag</b>	1963.50	cm <sup>2</sup>
<b>bw</b>	50	cm
<b>dc</b>	35	cm
<b>Ac</b>	962.11	cm <sup>2</sup>

*Fuente: Propia*

$$V_c = 0.53\sqrt{f'c} \left( 1 + \frac{Nu}{140 Ag} \right) bwd$$

$$V_c = 0.53\sqrt{280} \left( 1 + \frac{187.6 * 1000}{140 (1963.50)} \right) * 1963.50 = 29.30 \text{ ton}$$

Como se observa, el concreto es capaz de resistir el total de la fuerza cortante que actuara sobre cada pilote, por lo que no se requería refuerzo transversal y solo se reforzara con el mínimo.

Como los pilotes tienen una sección transversal circular se utilizara refuerzo transversal en espiral. Las barras longitudinales del pilote son de 1" de diámetro por lo tanto se utilizara espiral de 1/2" tal como lo estipula la norma E060 concreto armado.

La cuantía volumétrica del refuerzo en espiral definido en la norma E060 concreto armado no será menor que el siguiente valor.

$$\rho_s = 0.12 \frac{f'c}{f_{yt}}$$

$$\rho_s = 0.12 * \frac{280}{4200} = 0.008$$

Y tampoco menor que la requerida por:

$$\rho_s = 0.45 \left( \frac{Ag}{Ach} - 1 \right) \frac{f'c}{f_{yt}}$$

$$\rho_s = 0.45 \left( \frac{1963.50}{962.11} - 1 \right) \frac{28}{420} = 0.031$$

Entonces con una separación de 4.5 cm se obtiene una cuantía de 0.031 siendo igual que la mínima requerida.

$$\rho_s = \frac{4A_b(dc - db)}{S(dc^2)}$$

$$\rho_s = \frac{4 * 127 * (35 - 12.7)}{4.5 (35^2)} = 0.0311$$

### 3.7. Elaboración de planos

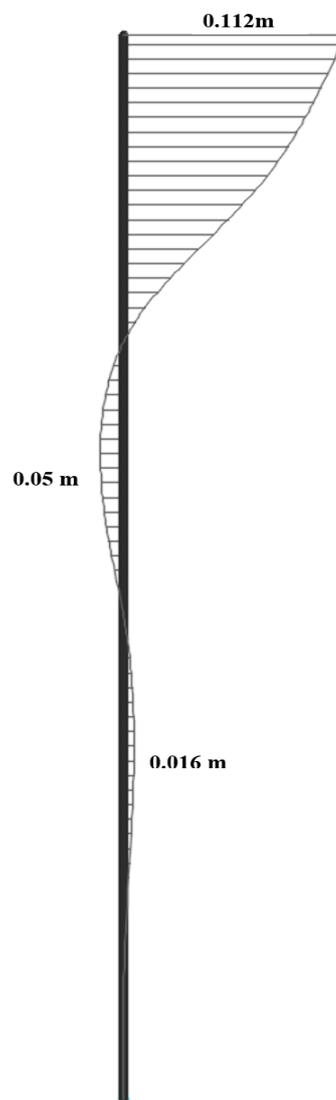
Se elaboró los planos los cuales se presentan impresos en los anexos N° 27 Y N° 28.

## CAPÍTULO IV. DISCUSIÓN Y CONCLUSIONES

### 4.1 Discusión

- Los resultados mostrados en la figura 17, figura 18 y figura 19 para una platea que ocupa la misma área del techo típico de la estructura, muestran que los esfuerzos transmitidos al terreno (por cargas de gravedad o por cargas de gravedad y sismo actuando en conjunto) en las esquinas y bordes de la platea, son mayores a la capacidad admisible del suelo, lo cual conlleva a la necesidad de incrementar las dimensiones de la platea.
- Los diagramas de esfuerzos transmitidos al terreno, que se presentan en las figuras 20, figura 21 y figura 22, muestran los resultados al aumentar las dimensiones de la platea, observándose que, en los bordes, los esfuerzos actuantes siguen siendo mayores que la capacidad admisible del suelo.
- Debido a que los esfuerzos máximos transmitidos al terreno, ocurren en los bordes de la platea donde existe límites de propiedad, se prevén posibles daños a las estructuras contiguas.
- La falta de terreno donde poder seguir ampliando el tamaño de la platea, y la necesidad de transmitir las cargas de la edificación hacia el terreno respetando las exigencias normativas, tiene como resultado la utilización de una cimentación con pilotes.
- Al utilizar una cimentación con pilotes la capacidad admisible del suelo aumentará, esto debido a que la estructura se apoyará en un estrato de suelo más resistente.

- Es necesario realizar el diagrama de esfuerzo deformación del pilote, en este trabajo de investigación las deformaciones no son muy grandes esto debido a que se considera un suelo bueno en todas la longitud del pilote, sin embargo para otras situaciones de suelos y obras estas deformaciones aumentarían y serán necesarias tener que controlarlas.



## 4.2 Conclusiones

- Se realizó el análisis estructural de la estructura mediante un análisis dinámico modal espectral para un modelo empotrado. Mediante este análisis se obtuvo una fuerza cortante estática en la dirección X y Y de 562.98 ton y 666.19 ton respectivamente (Pág. 61), un peso del edificio de 8143.39 ton, periodos fundamentales de 1.491 seg en la dirección X (Tabla N° 21) y 1.26 seg en la dirección Y (Tabla N° 21), además de los desplazamientos máximos en la azotea de 6.04 cm en la dirección X (Tabla N° 26) y de 5.53 cm en la dirección Y (Tabla N° 27).
- Se realizó la modelación y análisis de la estructura con platea de cimentación y se verifico los esfuerzos transmitidos al terreno tanto para cargas de gravedad y para cargas de gravedad y sismo actuando en conjunto. Del análisis de este modelo se obtuvo esfuerzos máximos transmitidos al suelo de 40.72 ton/m<sup>2</sup> para cargas de gravedad (Figura N° 17), 50.57 ton/m<sup>2</sup> para cargas de gravedad y sismo actuando en conjunto en la dirección X-X (Figura N° 18) y 53.02 ton/m<sup>2</sup> en la dirección Y-Y (Figura N° 19), para una platea de cimentación que ocupa la misma área del techo típico de la estructura.
- Los esfuerzos actuantes para el segundo modelo de platea donde se aumentó las dimensiones de la misma, se obtuvieron esfuerzos de 30.02 ton/m<sup>2</sup> para cargas de gravedad (Figura N° 20), 41 ton/m<sup>2</sup> para cargas de gravedad y sismo actuando en conjunto en la dirección X-X (Figura N° 21) y 40.53 ton/m<sup>2</sup> en la dirección Y-Y (Figura N° 22).

- Se calculó la capacidad de carga admisible, cantidad y longitud del pilote, obteniéndose 90 pilotes de 50 cm de diámetro y de una longitud de 22 m, con una capacidad admisible de 135 ton, dicha información se muestra en la Tabla N° 29 y N° 32.
- Se realizó la modelación y análisis estructural de la estructura con la cimentación de pilotes considerando el método de coeficiente de balasto, tal como se muestra en la figura N° 20 y 19 respectivamente. obteniendo las fuerzas de diseño de la platea las cuales se muestran en las Figuras N° 22, 23, 24, 25 y las fuerzas de diseño de los pilotes para las distintas combinaciones de análisis mostradas en la tabla N° 31.
- Se realizó el diseño estructural de los pilotes teniendo como resultado un diseño de 8 barras longitudinales de 1” y un refuerzo transversal en espiral de 1/2” a cada 4.5 cm (Pag. N° 131).
- Se realizó el diseño estructural de la platea de cimentación, obteniendo una platea de 20.35m de ancho x 21.38 m largo y un peralte de 0.95 m y 1.20 m, los detalles del acero y sección de la platea de cimentación se muestra en los planos adjuntos.
- Se elaboró los planos de cimentación con platea más pilotes, además de los detalles de los pilotes los cuales se muestran en los anexos N°27 y N° 28.

### 4.3 Recomendaciones

- Cuando se requiera realizar un estudio y diseño estructural de una cimentación profunda es de suma importancia realizar un estudio de suelos apropiado para este tipo de cimentación, cumpliendo lo que se especifica en la norma E050 suelos y cimentaciones para así poder obtener un diseño óptimo y confiable.
- Si bien es cierto en la presente investigación no se realizó el análisis por esbeltez puesto que se consideró que el suelo es resistente en toda la longitud donde interactúa con el pilote permitiendo que este no se llegue a pandear. Sin embargo es de suma importancia realizarlo en suelos donde el EMS indique que existe licuación ya que el suelo ya no será resistente y este análisis permitirá obtener el diámetro y la longitud adecuada para el pilote.
- Para reducir el costo de la cimentación profunda para una estructura que se va a realmente construir, se podría hacer una optimización de acero al momento de diseñar tanto la platea de cimentación como los pilotes.
- Cuando el estudio de suelos para un proyecto mencione que existe licuación, el modelado en el programa computacional ETABS tendrá la variación que al modelar la interacción suelo - pilote este solo se realizara desde la profundidad donde el suelo ya no es licuable.
- Para obtener la capacidad de carga y el factor de seguridad más real de un pilote se recomienda utilizar pruebas de cargas estáticas y dinámicas.

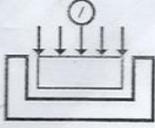
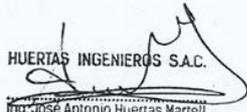
## REFERENCIAS

- Barrantes, L. (2017). Tecnología para cimentaciones por pilotaje en proyectos de ingeniería civil. (*Tesis de maestría*). Universidad Federico Villareal, Lima, Perú.
- Caizachana, J. (2013). Implementación de programas computacionales para el cálculo y diseño de cimentaciones profundas. Aplicación al cálculo de edificios. (*Tesis de titulación*). Universidad Central del Ecuador, Quito, Ecuador.
- Castro, E. (2001). Diseño y construcción de unidades de cimentación utilizando pilotes preexcavados. (*Tesis de titulación*). Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú.
- Derco. (16 de Agosto de 2017). *Altos edificios cimentados con pilotes*. Obtenido de <https://www.derco.com.mx/es/blog-derco/item/altos-edificios-cimentados-con-pilotes?fbclid=IwAR2qE4NR3HdVUJbCc5GU8QIzXJ6v1VEYijnVfqrIgal31QpFHnwOICcGMjw>
- Gestion. (22 de Noviembre de 2018). Las cinco tendencias a las que se está orientando el mercado inmobiliario en el Perú. Obtenido de [https://gestion.pe/tu-dinero/inmobiliarias/cinco-tendencias-orientando-mercado-inmobiliario-peru-250613?fbclid=IwAR0n\\_B6lNUnQC\\_xdrBxHUGzAS7MIOqNjqEIYeTjII9IJdrDVpnaSjOzVrhc](https://gestion.pe/tu-dinero/inmobiliarias/cinco-tendencias-orientando-mercado-inmobiliario-peru-250613?fbclid=IwAR0n_B6lNUnQC_xdrBxHUGzAS7MIOqNjqEIYeTjII9IJdrDVpnaSjOzVrhc)
- Interempresas . (24 de Marzo de 2017). *Trabajos de Pilotaje: Proyecto de Modernización de la Refinería de Talara, Perú*. Obtenido de <http://www.interempresas.net/ObrasPublicas/Articulos/181218-Trabajos-de-Pilotaje-Proyecto-de-Modernizacion-de-la-Refineria-de-Talara-Peru.html>
- Jiménez, N. (2018). Cimentación en los edificios de gran altura. (*Tesis de fin de grado*). Universidad de Sevilla, Sevilla, España.
- La nacion. (28 de Julio de 2018). Los rascacielos están de moda. Obtenido de [https://www.lanacion.com.ar/propiedades/los-rascacielos-estan-de-moda-nid2157090?fbclid=IwAR3CSQpi5hjIc5cVe7PaUjmyEN-Mf101O8fF6Kd6n7AitU4G5I\\_CbWTUTTww](https://www.lanacion.com.ar/propiedades/los-rascacielos-estan-de-moda-nid2157090?fbclid=IwAR3CSQpi5hjIc5cVe7PaUjmyEN-Mf101O8fF6Kd6n7AitU4G5I_CbWTUTTww)
- Largo, C. (2014). Balance de Asentamientos Diferenciales Presentes en Edificación con Cimentaciones Sobre Pilotes. (*Tesis de Titulación*). Universidad de Cartagena, Cartagena.
- López, A. (2016). Análisis comparativo de métodos de cálculo de cimentaciones profundas. (*Tesis de maestría*). Universidad Nacional Autónoma de México, México, D.F., México.

- Meneses, H., & Pérez, M. (2015). Diseño geotécnico de una cimentación mixta a base de un cajón con sustitución parcial y pilotes de fricción, para un edificio de diez niveles y dos sótanos, en la zona lacustre de la ciudad de México. (*Tesis de titulación*). Instituto Politécnico Nacional, México D.F, México.
- Morales, R. (2006). *Diseño en concreto armado*. Lima: Instituto de la Construcción y Gerencia.
- Ninanya, K. (2018). Evaluación de la capacidad de carga de pilotes excavados en arcillas a través de métodos estáticos y pruebas de carga. (*Tesis de titulación*). Universidad Ricardo Palma, Lima, Perú.
- Núñez, D. (2014). Análisis comparativo de modelación de pilotes con métodos de coeficiente de balastos y elementos finitos. (*Tesis de titulación*). Universidad Austral de Chile, Valdivia, Chile.
- Pariapaza, J. (2017). Diseño y análisis estructural con cimentación profunda del archivo regional puno. (*Tesis de titulación*). Universidad Católica Santa María, Arequipa, Perú.
- Peru Construye. (2018). Innovadoras soluciones para construir. *Peru Construye*. Obtenido de <https://peruconstruye.net/cimentaciones-profundas-innovadoras-soluciones-para-construir/>
- Pontificia Universidad Católica del Perú. (2015). Mil metros sobre el suelo. *Revista civilizate*. Obtenido de <http://revistas.pucp.edu.pe/index.php/civilizate/article/view/15265/15731>
- Pujante, E., & Garzón, J. (2017). Estudio de soluciones para la cimentación de un edificio de viviendas de uso residencial en Quito. (*Tesis de titulación*). Universidad Politécnica de Valencia, Valencia, Ecuador.
- Rodriguez, M., & Torpoco, F. (2015). Manual de construcción e instalación de pilotes según la práctica de empresas especializadas en el Perú. (*Tesis de titulación*). Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, Perú.
- Rodriguez, W. (2019). *Fundamentos de ingeniería geotécnica suelos y cimentaciones*. Lambayeque, Perú: Editorial de la Universidad Pedro Ruiz Gallo.
- Sociedad mexicana de Ingeniería Geotécnica (SMIG). (2015). Cimentaciones para edificios altos. Métodos de diseño y aplicaciones. *Geotecnia*. Obtenido de <https://www.smig.org.mx/publicaciones-smig/revista-trimestral-smig.php>
- Urbina, R. (2004). Guía para el diseño de pilotes. (*Tesis de titulación*). Universidad de Piura, Piura, Perú.

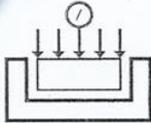
## ANEXOS

**ANEXO N° 01:** Estudio de mecánica de suelos utilizado para la investigación.

	<p>MUNICIPALIDAD PROVINCIAL DE TRUJILLO REG. Y TITULO: 30750 16 65 BENJAMIN LAZARO CARPIO RVO FOLIO</p> <p><b>HUERTAS INGENIEROS S.A.C.</b> Laboratorio Geotécnico y Ensayos de Materiales de Construcción</p>
<b>INFORME TÉCNICO</b>	
<b><u>ESTUDIO DE SUELOS CON FINES DE CIMENTACION</u></b>	
<b>OBRA:</b>	
<b>CONJUNTO RESIDENCIAL ALBRETCH II</b>	
<b>SOLICITANTE:</b>	
<b>COAM CONTRATISTAS SAC</b>	
<b>UBICACIÓN:</b>	
<b>LUGAR</b>	: Ca. Pedro Muñiz
<b>DISTRITO</b>	: Trujillo
<b>PROVINCIA</b>	: TRUJILLO
<b>DEPARTAMENTO</b>	: LA LIBERTAD
<b>NOVIEMBRE del 2016</b>	
<p>HUERTAS INGENIEROS S.A.C.  Ing. José Antonio Huertas Martell CIP. 148106</p>	
<p>Urb. Monserrate V Etapa Mz. C2 Lte. 4 - Trujillo R.U.C. 20477653741 Oficina ☎ 285934 ☎ 949650866 - RPM *425642 RESOLUCION N° 017504-2012 / DSD - INDECOPI</p>	

**ANEXO N° 02: Principales parámetros de los suelos del EMS.**

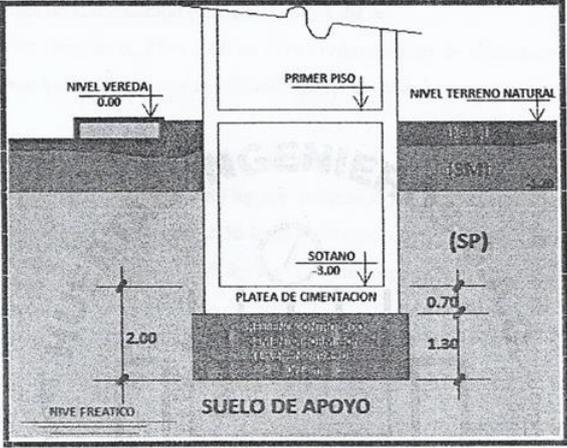
REG. Y TRANSP. INGENIEROS  
 BENJAMIN LAZARO GARCIA  
 Exp. 30750-16-21



## HUERTAS INGENIEROS S.A.C.

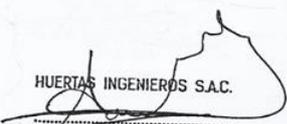
Laboratorio Geotécnico y Ensayos de Materiales de Construcción

cimentaciones. En los cálculos el agua freática satura el suelo de apoyo (caso más desfavorable), por lo que estimamos que la cimentación estará en la condición de saturada y drenada en toda su vida útil ( $c = 0, \phi \neq 0$ ). Se recomienda considerar la siguiente alternativa para solucionar el problema de la subestructura:



**Principales Parámetros de los suelos:**

- Contenido de humedad: 3.141 %
- Densidad Unitaria: 1.65 g/cm<sup>3</sup>
- Cohesión: 0.00 kg/cm<sup>2</sup>
- Angulo de Fricción interna: 32°
- Permeabilidad: 2.10E-02 cm/seg
- Sales Solubles Totales: 1,200 ppm (agresividad moderada)
- Módulo Elástico: 205 kg/cm<sup>2</sup>
- Módulo de Poisson: 0.25
- Módulo de Corte: 82 kg/cm<sup>2</sup>
- Coefficiente de Balasto: 1.62 kg/cm<sup>3</sup>
- Velocidad de Onda de Corte: 231 m/seg.



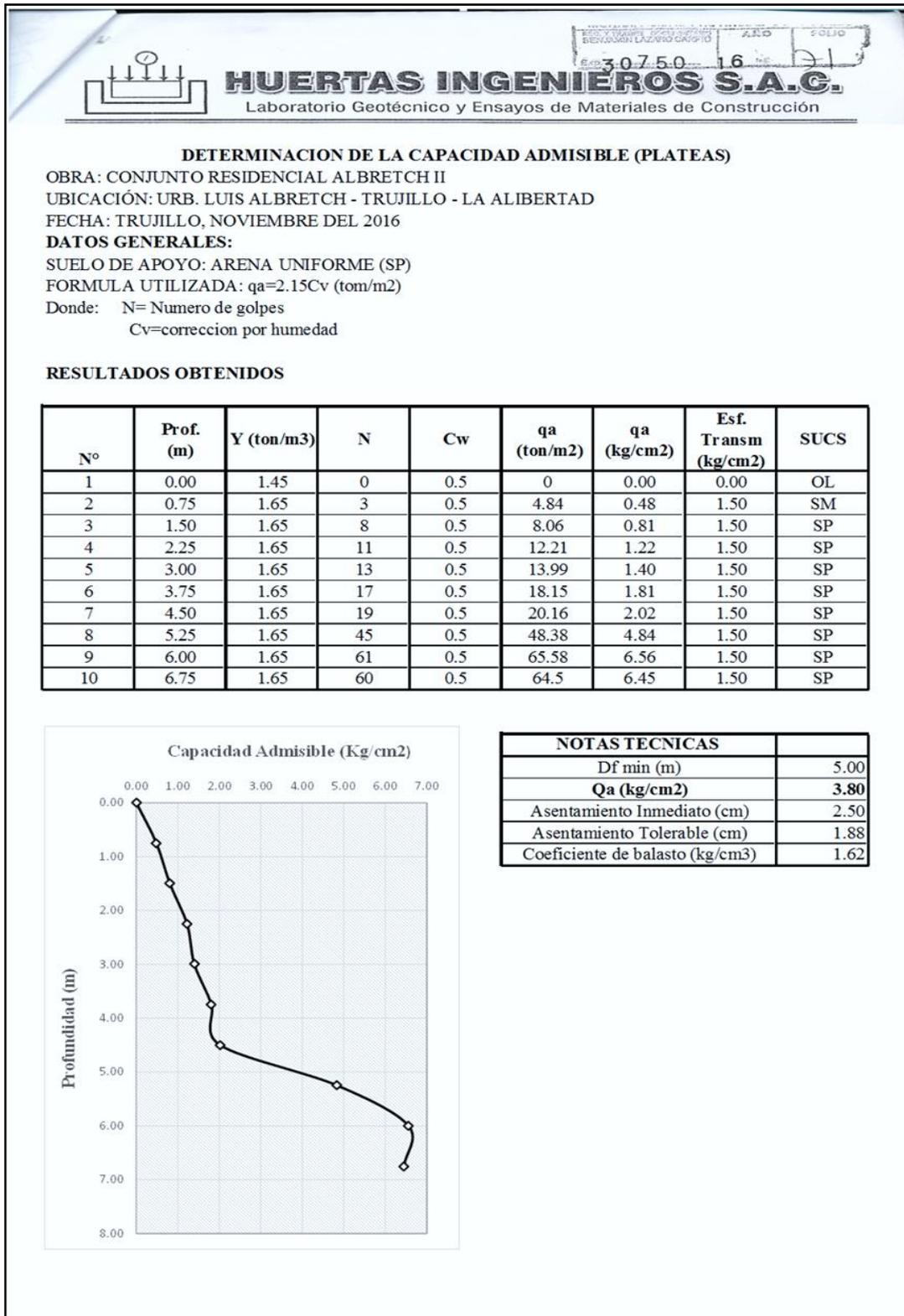
**HUERTAS INGENIEROS S.A.C.**  
 Ing. José Antonio Huertas Martell  
 C.P. 148106

---

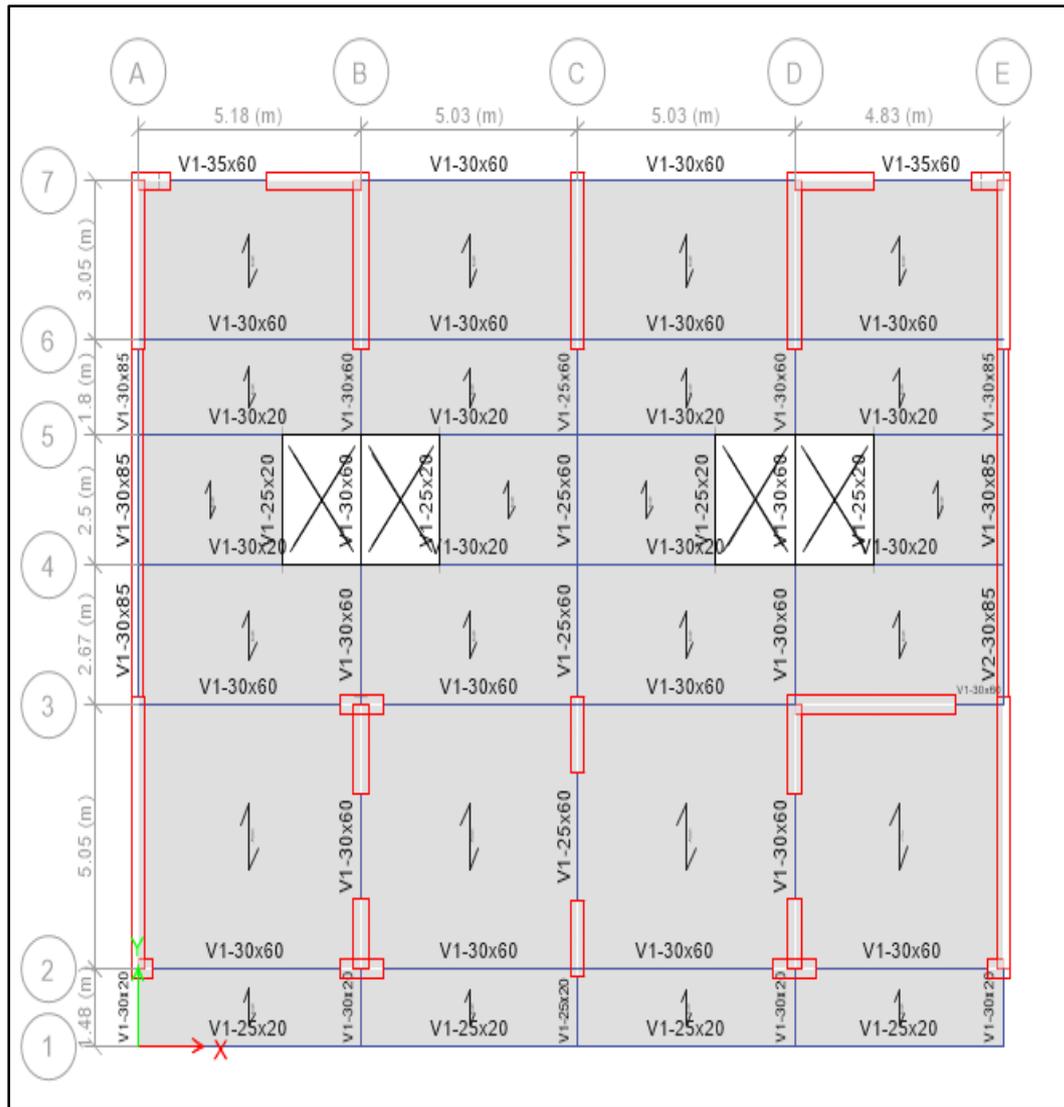
Urb. Monserrate V Etapa Mz. C2 Lte. 4 - Trujillo R.U.C. 20477653741 Oficina ☎ 285934 📠 949650866 - RPM \*425642  
 RESOLUCION N° 017504-2012 / DSD - INDECOPI



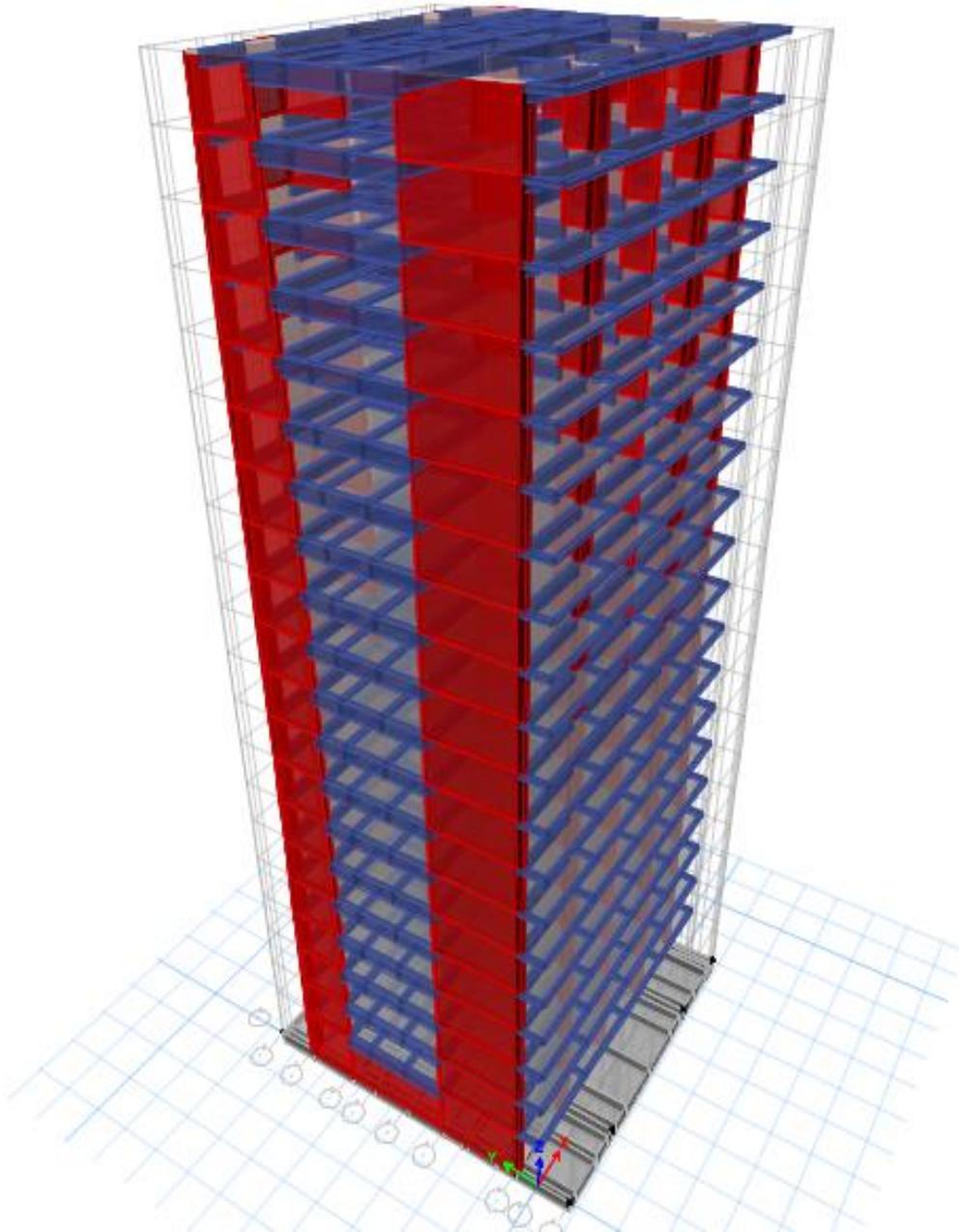
**ANEXO N° 04:** Determinación de la capacidad admisible (Plateas) - EMS.



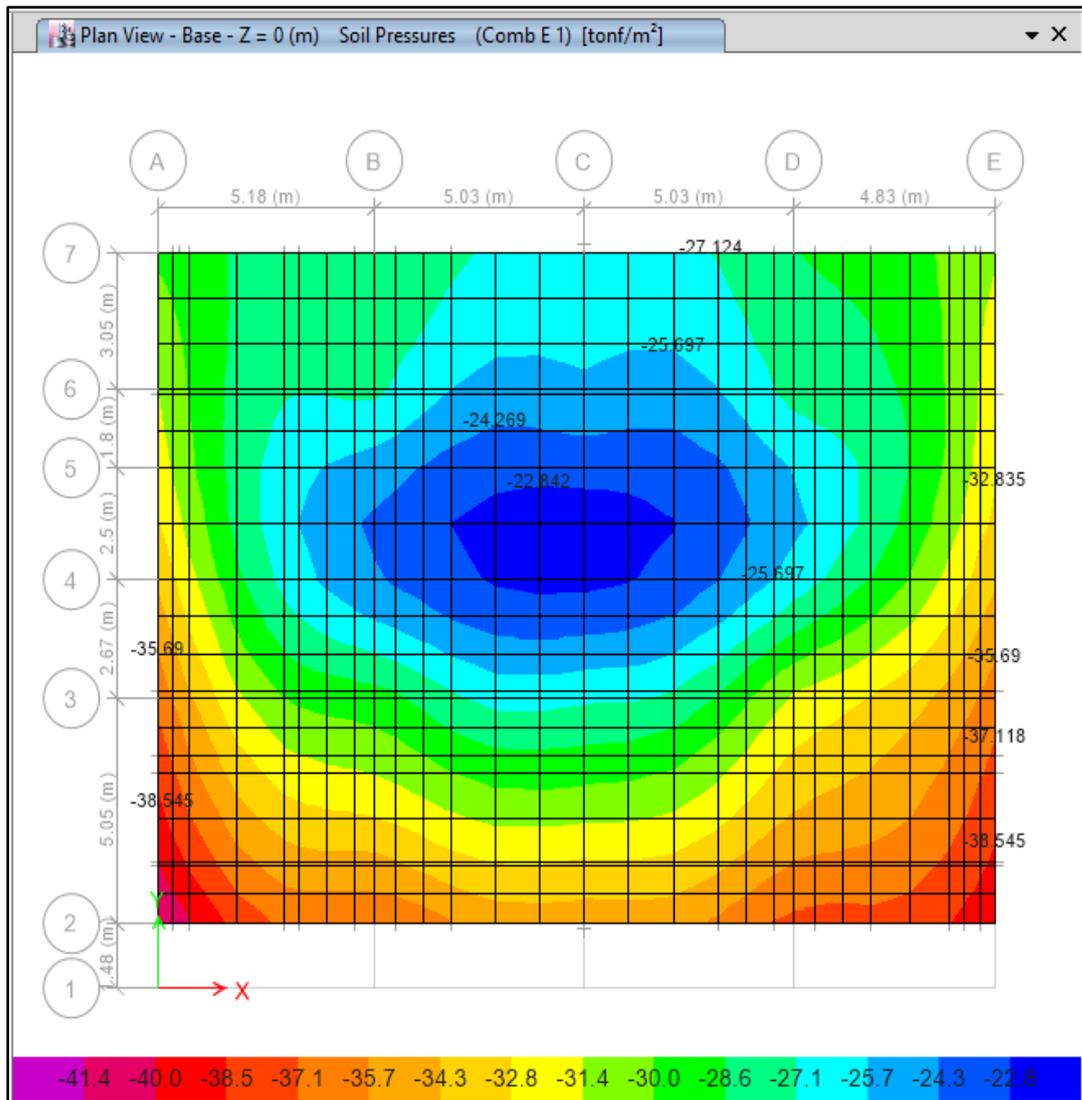
**ANEXO N° 05: Esquema estructural del edificio modelado en ETABS v2016**



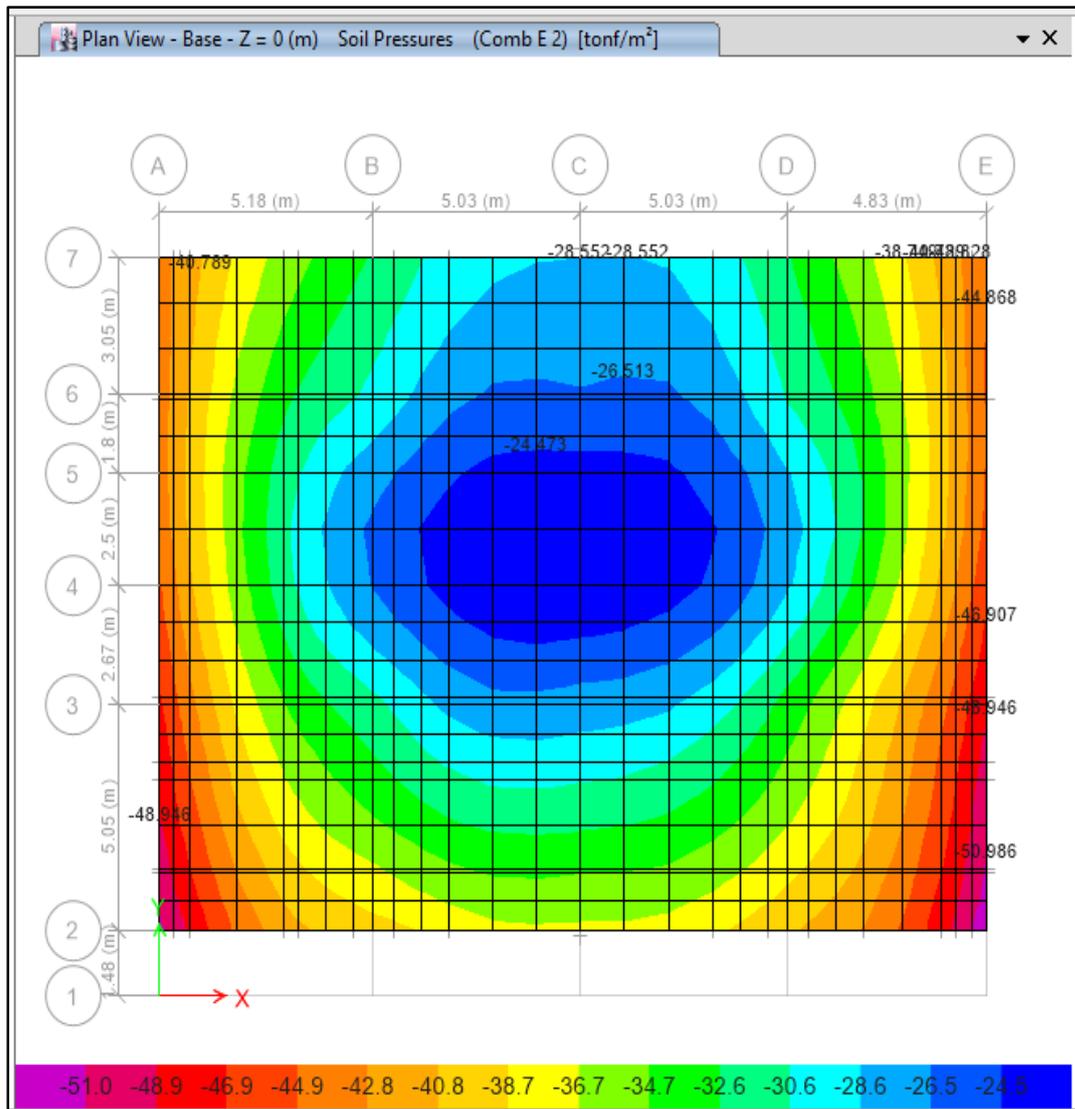
**ANEXO N° 06:** Modelo estructural 3D del edificio en ETABS v2016.



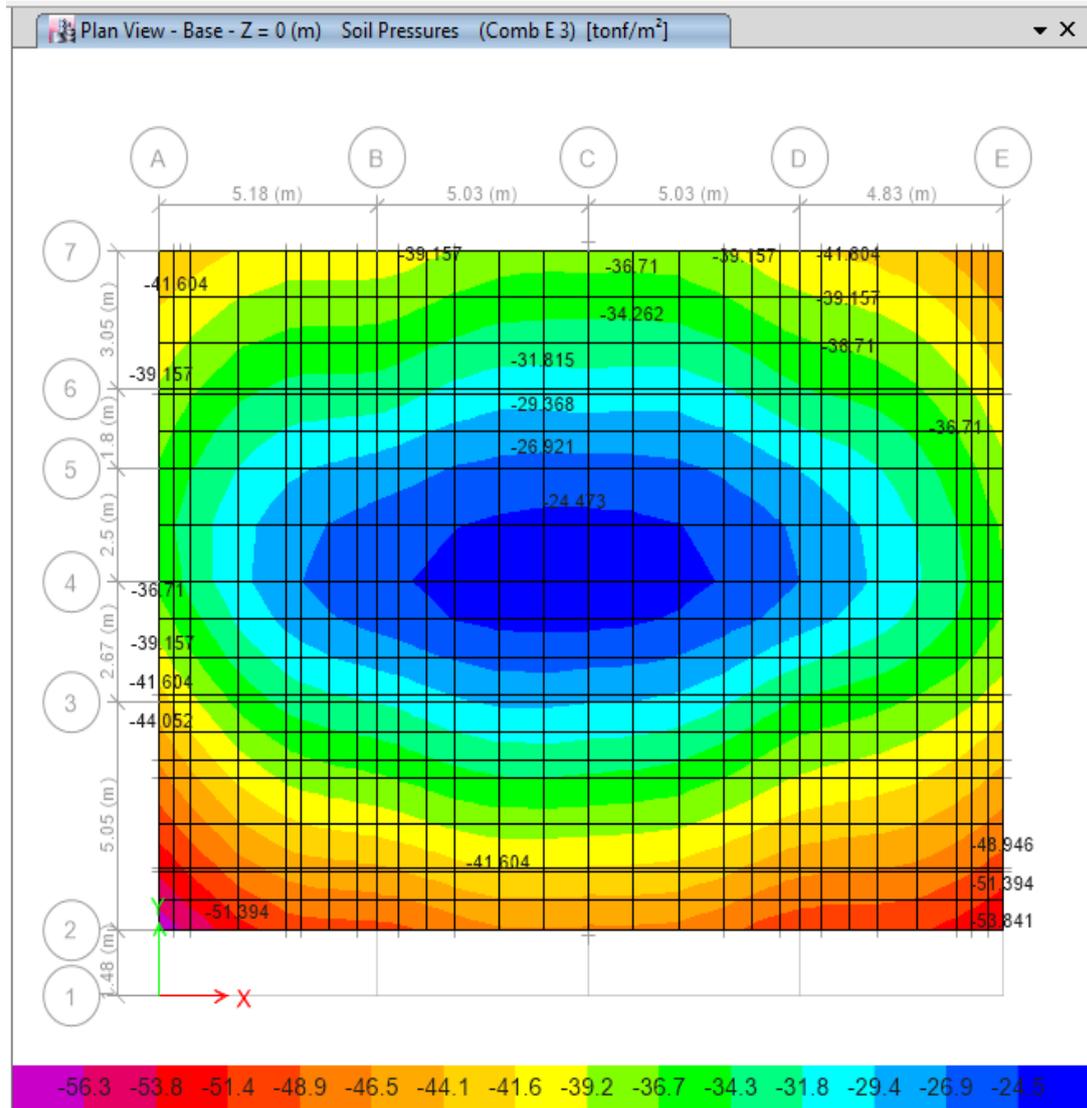
**ANEXO N° 07:** Esfuerzos actuantes bajo platea de cimentación por cargas de gravedad (CM +CV)



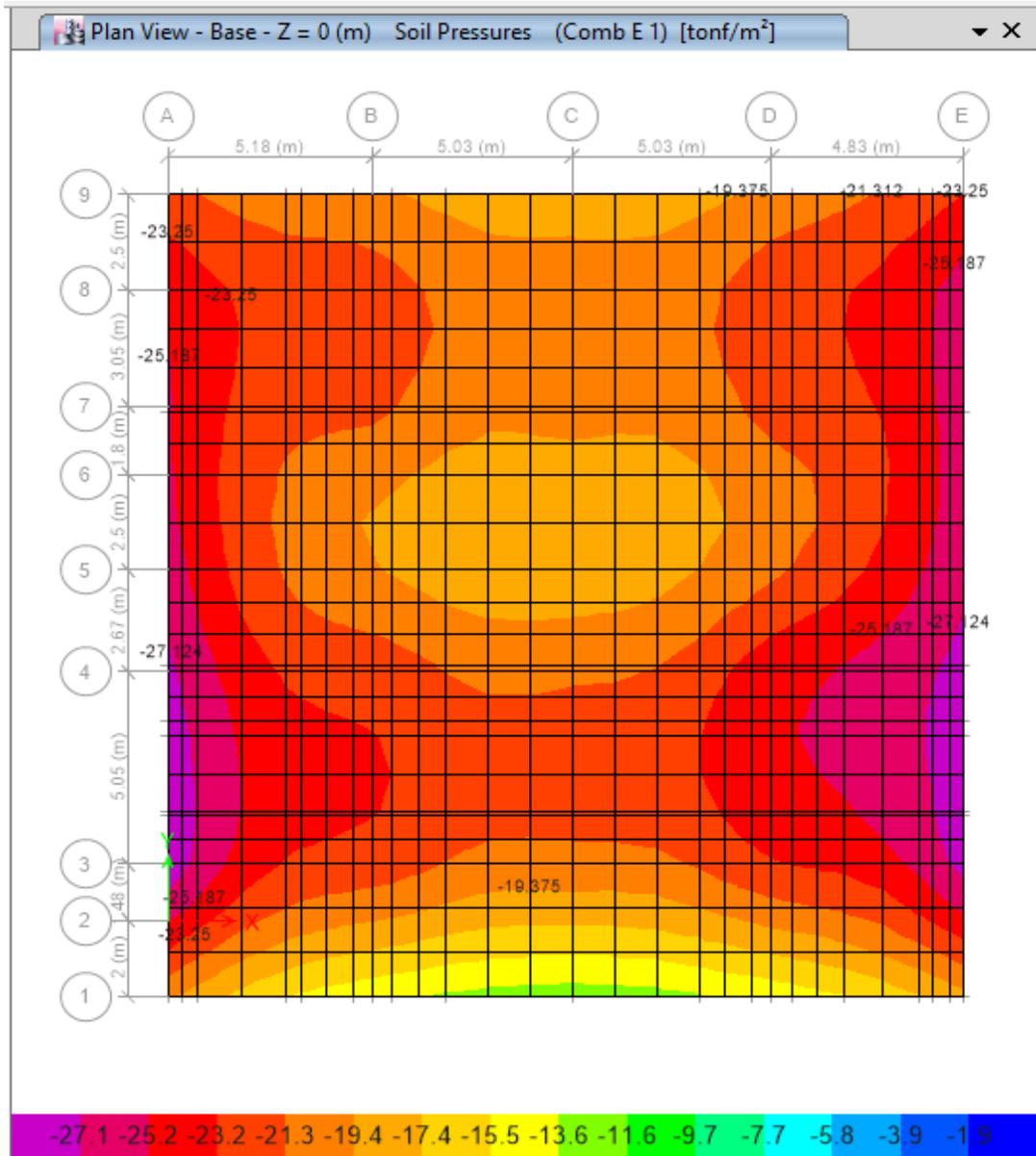
**ANEXO N° 08:** Esfuerzos actuantes bajo platea de cimentación por cargas de gravedad y sismo actuando en conjunto (CM+CV+Sx).



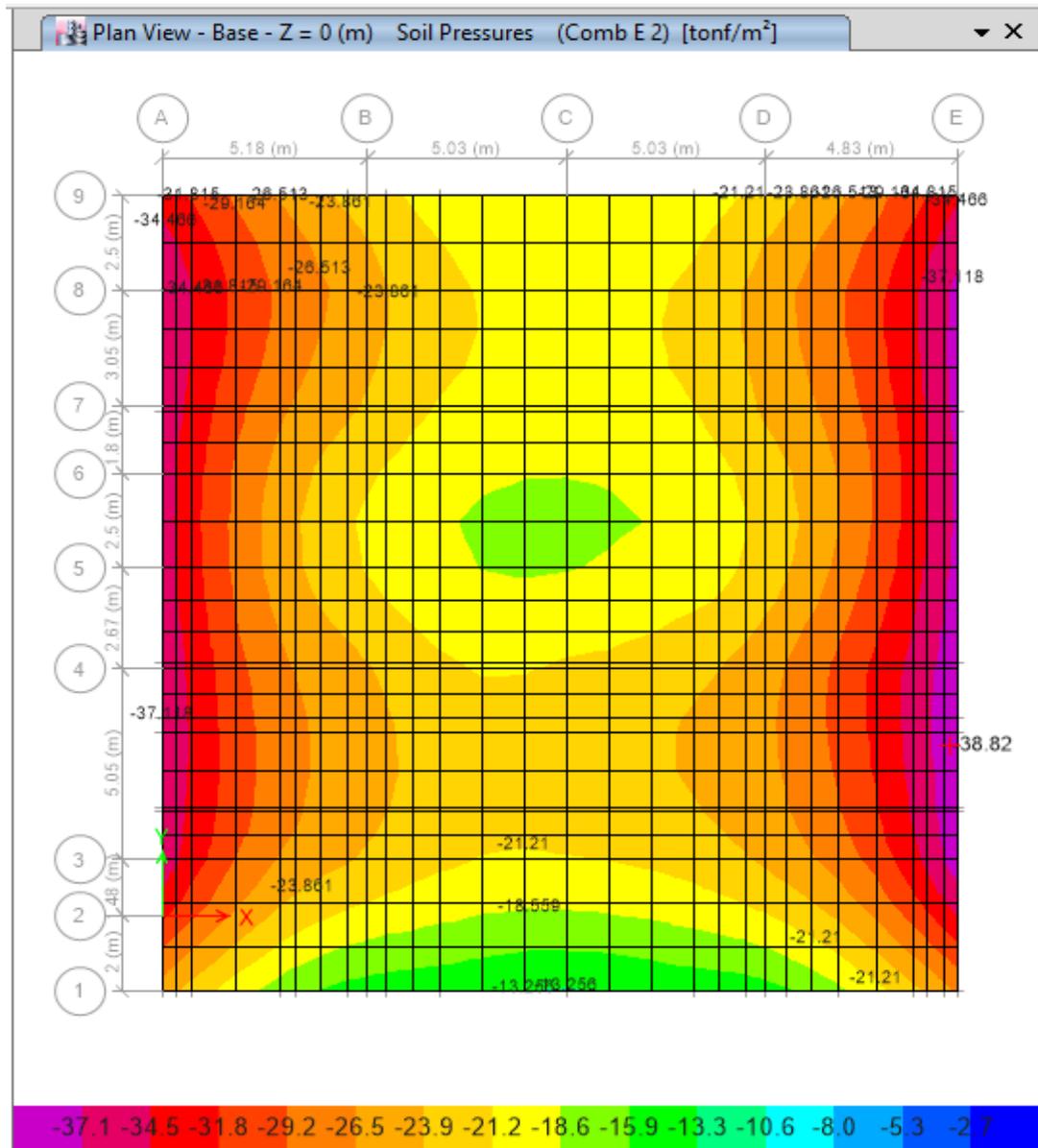
**ANEXO N° 09:** Esfuerzos actuantes bajo platea de cimentación por cargas de gravedad y sismo actuando en conjunto (CM+CV+Sy).



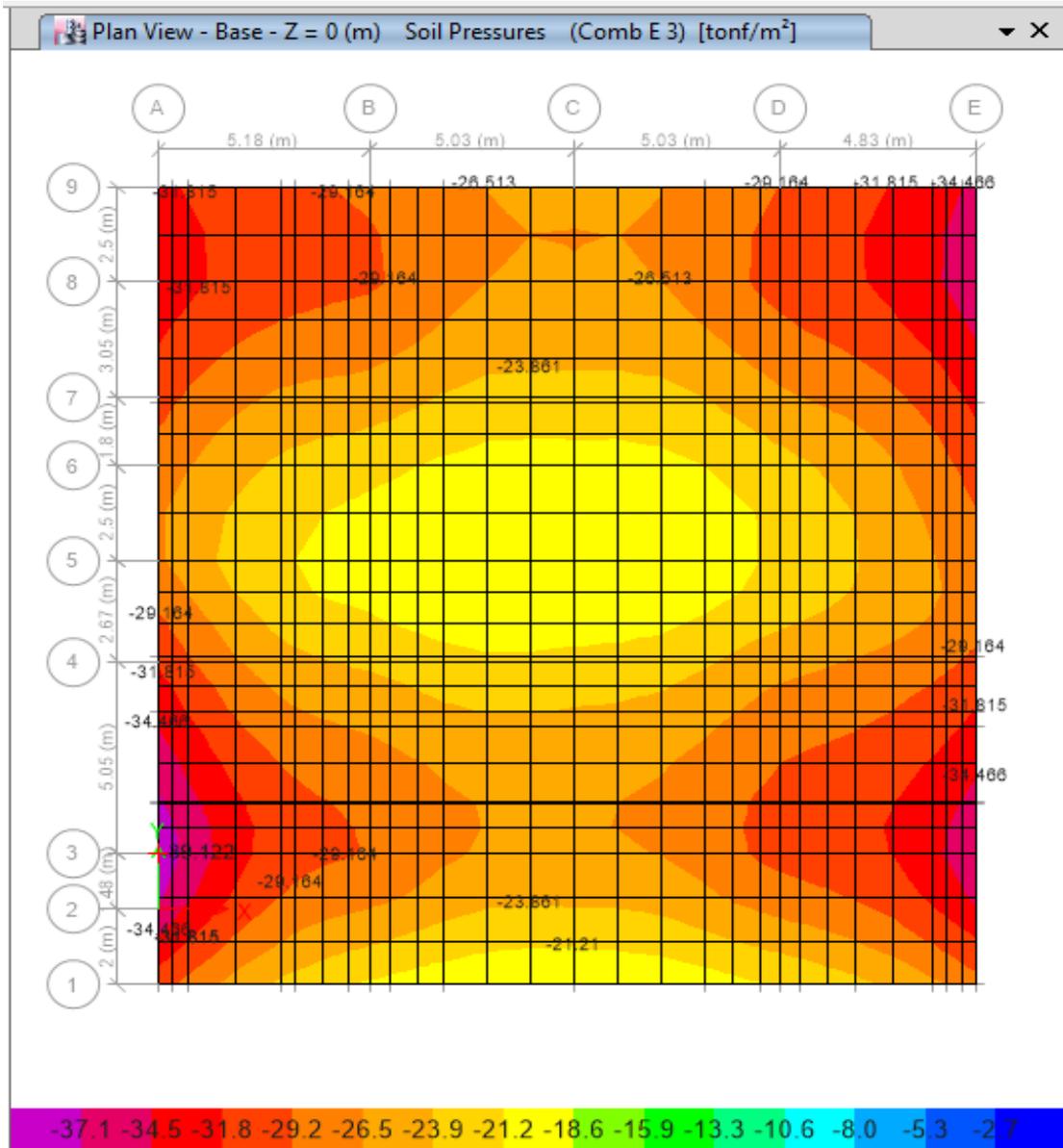
**ANEXO N° 10:** Esfuerzos actuantes por cargas de gravedad (CM +CV) en platea de cimentación al aumentar sus dimensiones.



**ANEXO N° 11:** Esfuerzos actuantes por cargas de gravedad y sismo en X actuando en conjunto (CM +CV) en platea de cimentación al aumentar sus dimensiones.



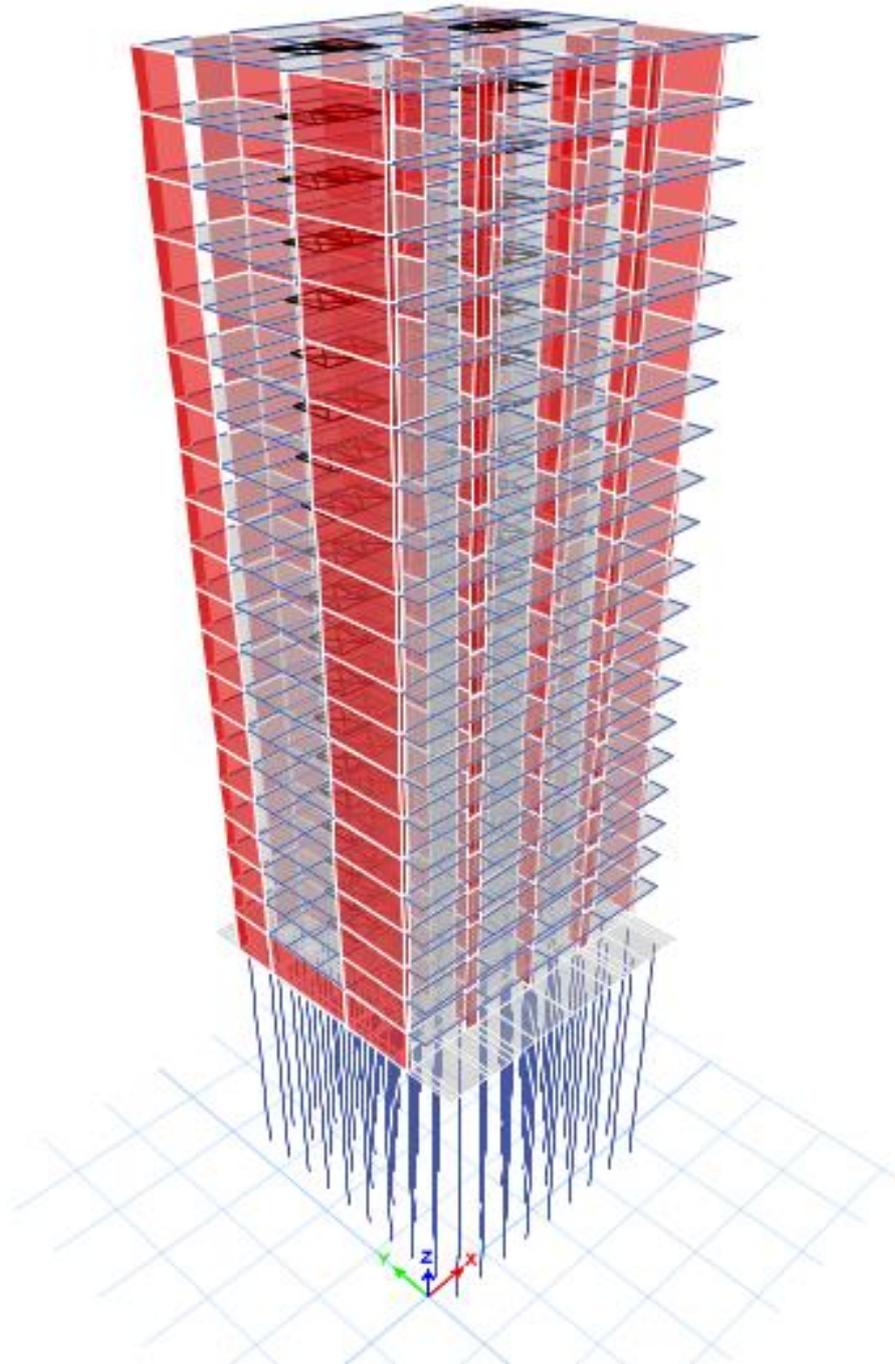
**ANEXO N° 12:** Esfuerzos actuantes por cargas de gravedad y sismo en Y actuando en conjunto (CM +CV+Sy) en platea de cimentación al aumentar sus dimensiones.



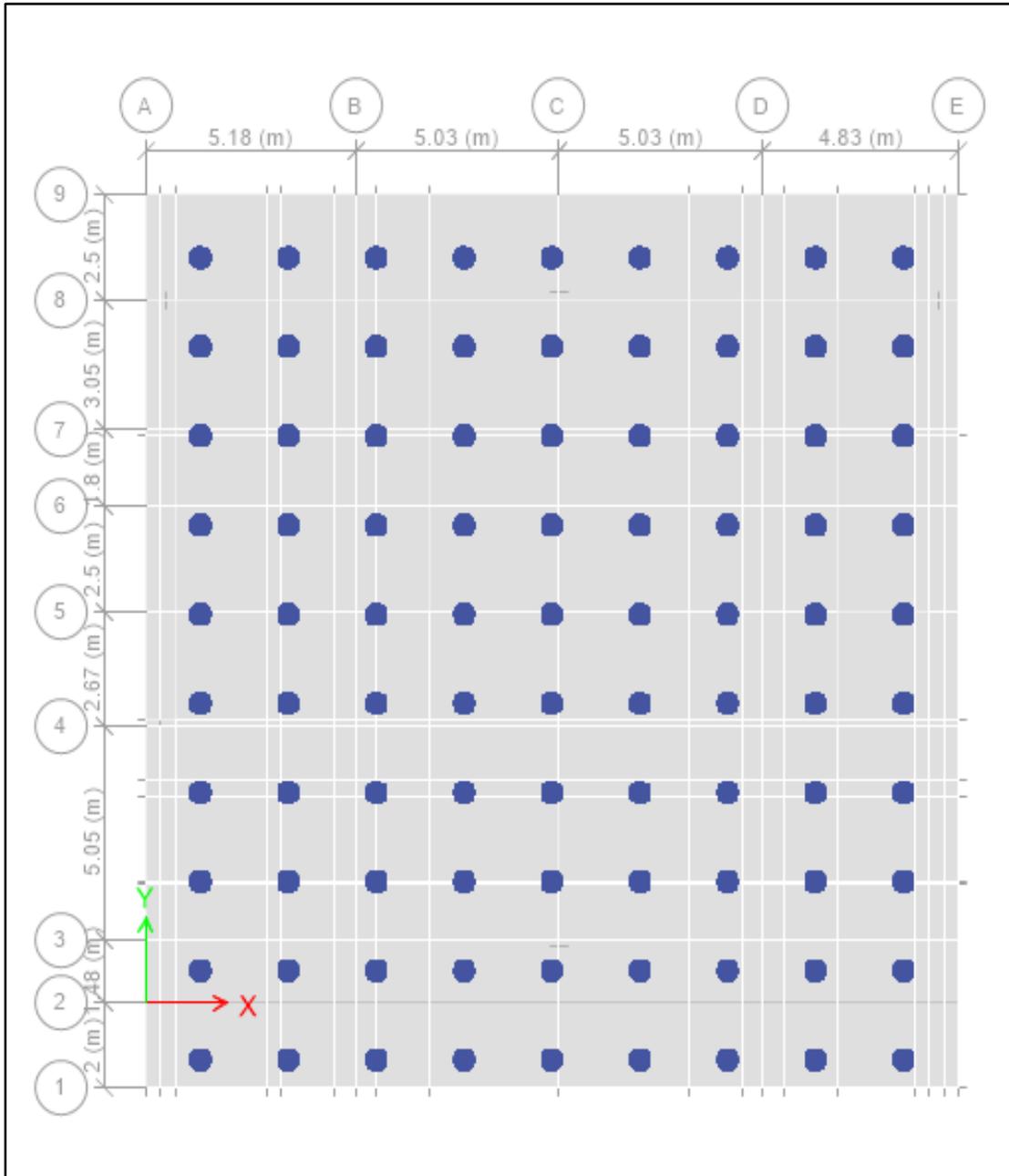
**ANEXO N° 13:** Capacidad admisible, longitud y cantidad de pilotes

<b>CAPACIDAD ADMISIBLE, LONGITUD Y CANTIDAD DE PILOTES</b>			
<b>DATOS</b>			
Peso Edificio (ton)	7534.35	ton	
Peso Platea (ton)	609.7	ton	
# Pilotes	90		
<b>CAPACIDAD ADMISIBLE DEL PILOTES</b>			
<b>Datos del pilote</b>		<b>Datos del suelo</b>	
Diametro (Ø)	0.5 m	Peso especifico (Y)	1650 kg/m <sup>3</sup>
Longitud (L)	22 m	Angulo de friccion (φ)	32 °
<b>RESISTENCIA POR PUNTA DEL PILOTE</b>		<b>RESISTENCIA POR FRICCION DEL PILOTE</b>	
$Q_p = A_p(q' * N_q) \leq A_p * q_l$		$Q_s = p \sum f * L$	
$Q_p = A_p(q' * N_q) \leq A_p(0.5 * P_a * N_q * \tan \Phi)$		$f = K * \sigma_v * \tan(\delta)$	
<b>A<sub>p</sub> =</b>	0.196 m <sup>2</sup>	<b>L =</b>	22 m
<b>q' =</b>	36300 kg/m <sup>2</sup>	<b>p =</b>	1.57 m
<b>N<sub>q</sub> =</b>	81	<b>f =</b>	8300.7411 kg/m <sup>2</sup>
<b>Q<sub>p</sub> =</b>	<b>577.33 ton</b>	<b>k</b>	1.4
<b>A<sub>p</sub> x q<sub>l</sub> =</b>	<b>49.69 ton</b>	<b>σ<sub>v</sub> = Z * Y'</b>	12375 kg/m <sup>3</sup>
		<b>Z</b>	7.5 m
		<b>δ</b>	25.6
		<b>tan (δ)</b>	0.48
		<b>Q<sub>s</sub> =</b>	<b>286.85 ton</b>
<b>Q<sub>ult</sub> = Q<sub>p</sub> + Q<sub>s</sub> =</b>	<b>336.54 ton</b>	<b>FS =</b>	2.5
<b>Q<sub>adm</sub> =</b>	<b>135 ton</b>		
$\sum Q_{adm} > P_{edificio} + P_{platea}$			
$\sum Q_{adm}$	12115.56 ton	>	Peso E. + P <sub>platea</sub> + Peso R. 10002.39 ton
<b>Si Cumple</b>			

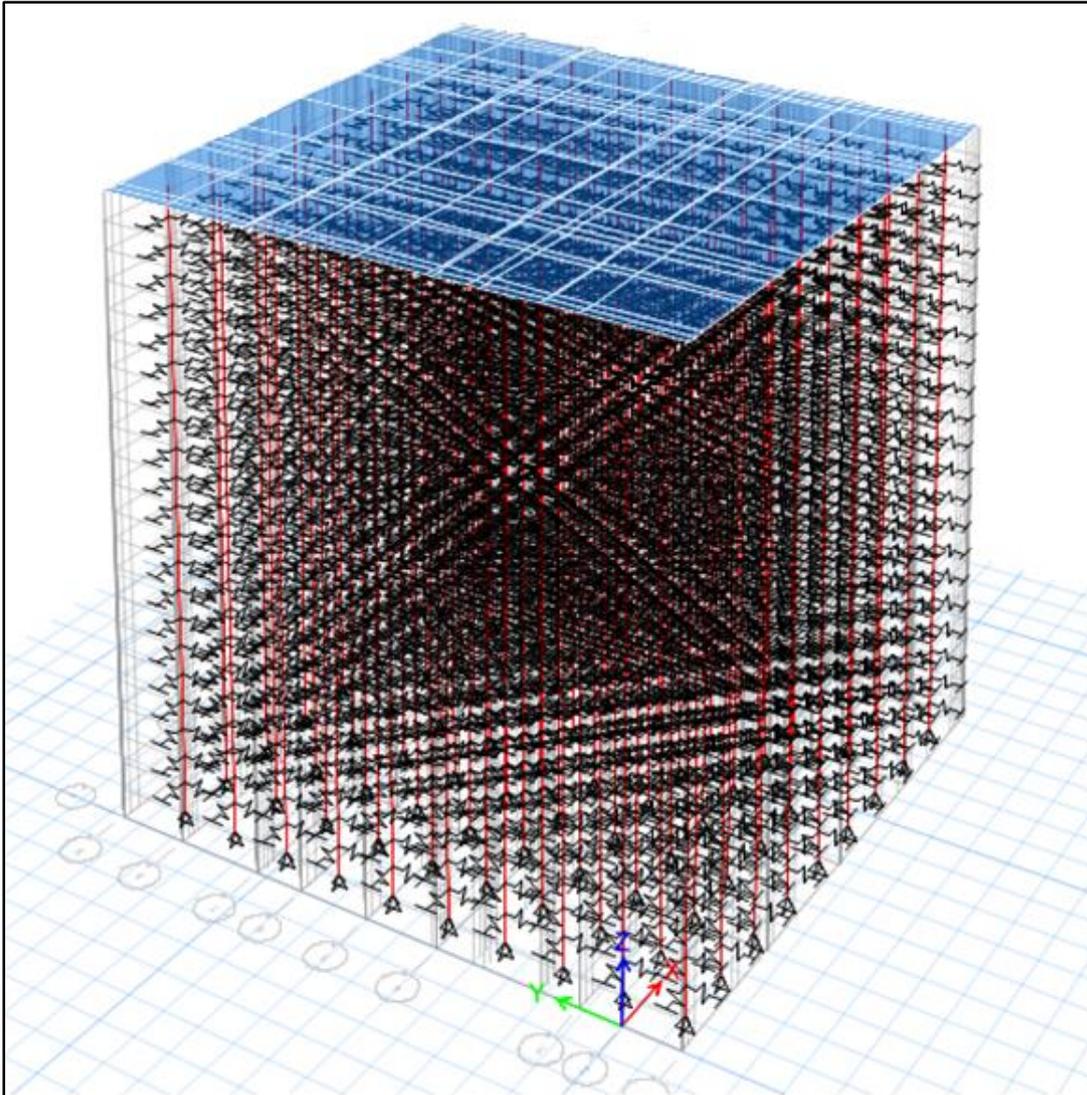
**ANEXO N° 14:** Modelo tridimensional de la estructura y la cimentación con platea y pilotes.



**ANEXO N° 15:** Modelo de platea y pilotes en ETABS v2016.



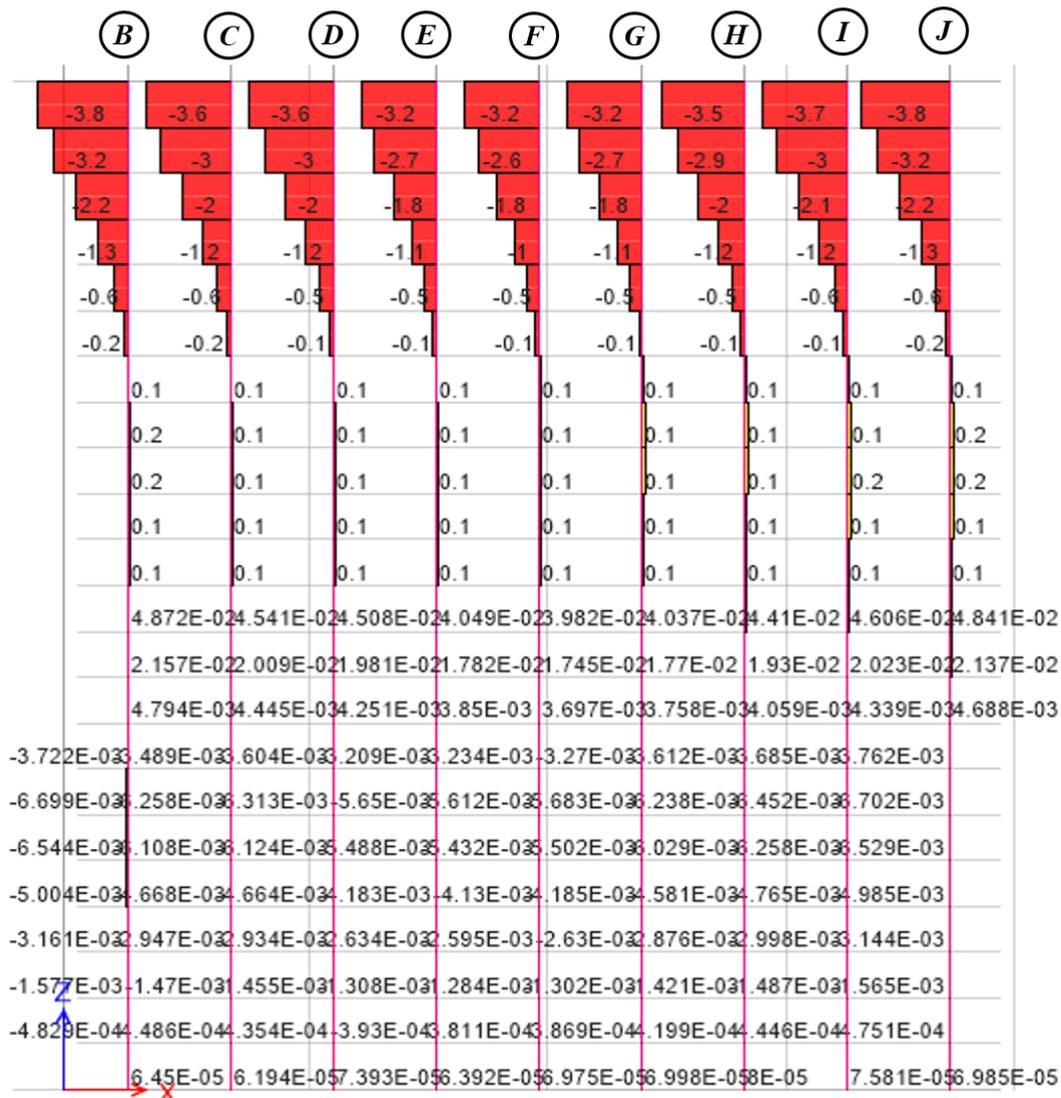
**ANEXO N° 16:** Modelado de platea y pilotes con el método de coeficiente de balasto.



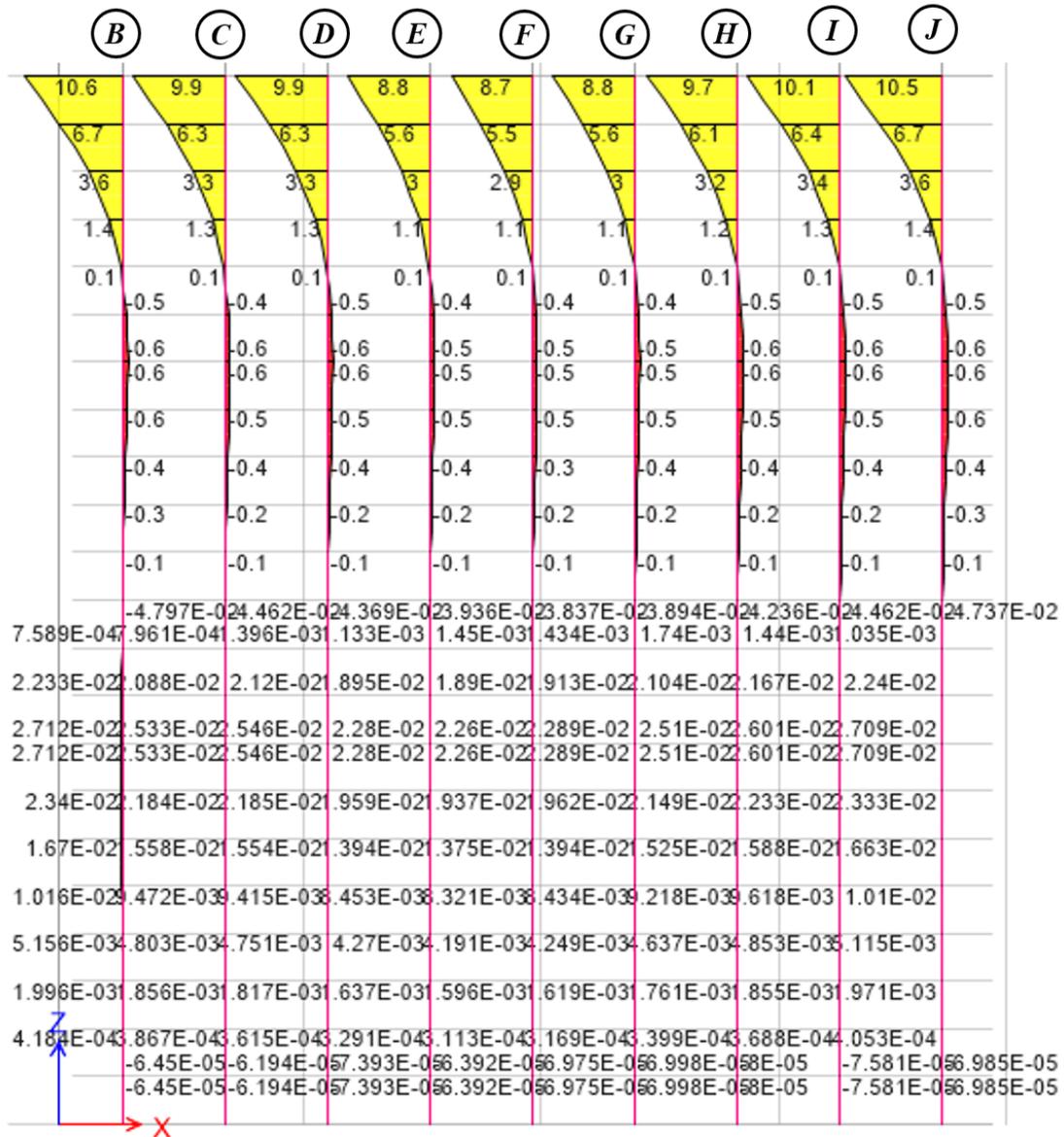
ANEXO N° 17: Fuerzas axiales de los pilotes del eje 11 - combinación C1

	(B)	(C)	(D)	(E)	(F)	(G)	(H)	(I)	(J)
-115.4	-73.1	-62.4	-55.5	-53.1	-53.3	-60.3	-71.3	-102.5	
-116.1	-73.8	-63.1	-56.2	-53.8	-53.9	-61	-72	-103.2	
-116.8	-74.4	-63.8	-56.8	-54.4	-54.6	-61.6	-72.6	-103.9	
-117.4	-75.1	-64.4	-57.5	-55.1	-55.3	-62.3	-73.3	-104.5	
-118.1	-75.7	-65.1	-58.1	-55.8	-55.9	-63	-74	-105.2	
-118.7	-76.4	-65.7	-58.8	-56.4	-56.6	-63.6	-74.6	-105.8	
-119.4	-77.1	-66.4	-59.5	-57.1	-57.2	-64.3	-75.3	-106.5	
-120.1	-77.7	-67.1	-60.1	-57.7	-57.9	-64.9	-75.9	-107.2	
-120.7	-78.4	-67.7	-60.8	-58.4	-58.6	-65.6	-76.6	-107.8	
-121.4	-79	-68.4	-61.4	-59.1	-59.2	-66.3	-77.2	-108.5	
-122	-79.7	-69	-62.1	-59.7	-59.9	-66.9	-77.9	-109.1	
-122.7	-80.4	-69.7	-62.8	-60.4	-60.5	-67.6	-78.6	-109.8	
-123.4	-81	-70.4	-63.4	-61	-61.2	-68.2	-79.2	-110.5	
-124	-81.7	-71	-64.1	-61.7	-61.9	-68.9	-79.9	-111.1	
-124.7	-82.3	-71.7	-64.7	-62.4	-62.5	-69.6	-80.5	-111.8	
-125.3	-83	-72.3	-65.4	-63	-63.2	-70.2	-81.2	-112.4	
-126	-83.7	-73	-66.1	-63.7	-63.8	-70.9	-81.9	-113.1	
-126.7	-84.3	-73.7	-66.7	-64.3	-64.5	-71.5	-82.5	-113.8	
-127.3	-85	-74.3	-67.4	-65	-65.2	-72.2	-83.2	-114.4	
-128	-85.6	-75	-68	-65.7	-65.8	-72.9	-83.8	-115.1	
-128.6	-86.3	-75.6	-68.7	-66.3	-66.5	-73.5	-84.5	-115.7	
-129.3	-87	-76.3	-69.4	-67	-67.1	-74.2	-85.2	-116.4	

ANEXO N° 18: Fuerzas cortantes de los pilotes del eje 11 - combinación C1



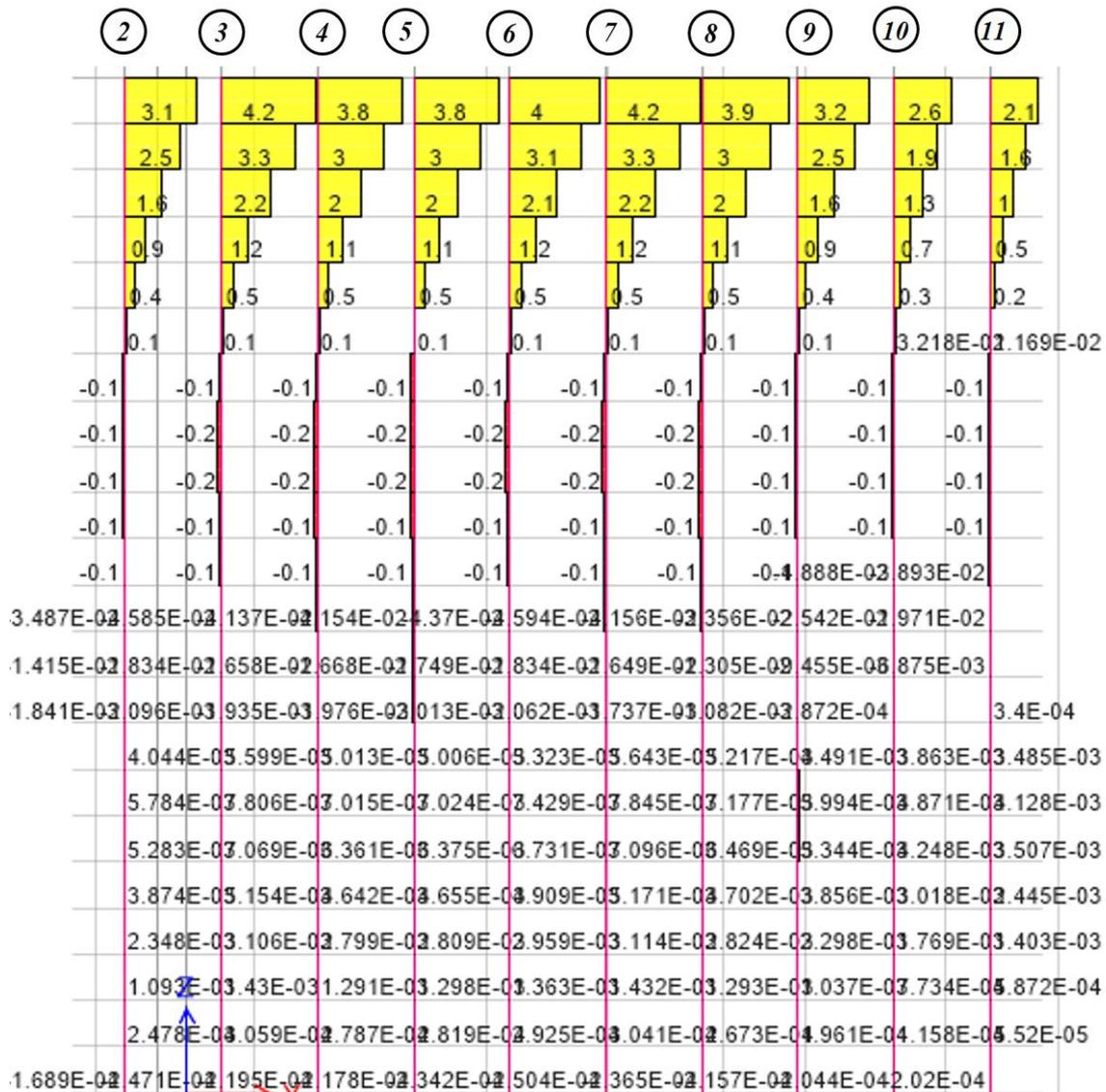
ANEXO N° 19: Momentos flectores de los pilotes del eje 11 - combinación C1



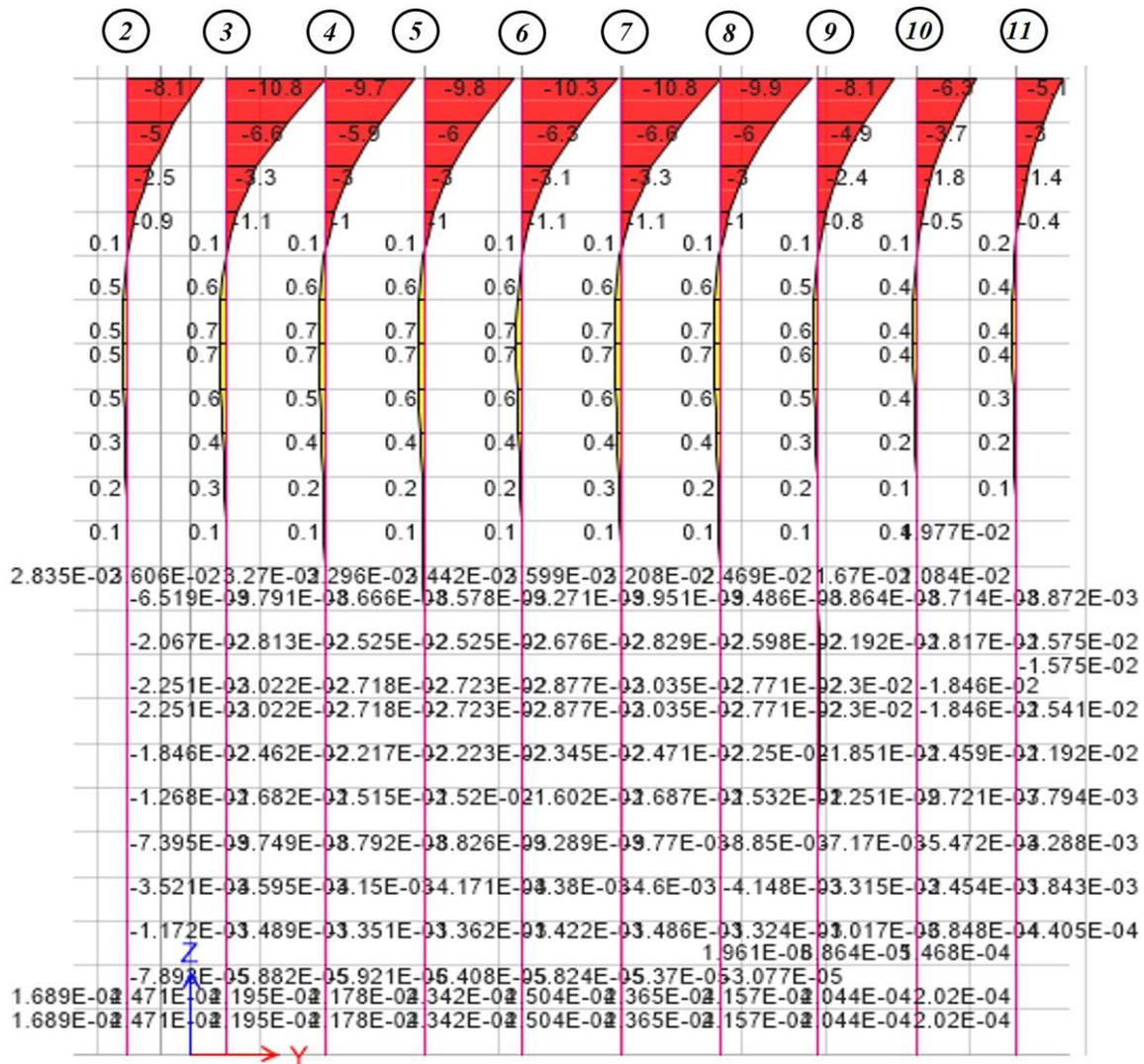
ANEXO N° 20: Fuerzas axiales de los pilotes del eje B - combinación C1

	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
-115.4	-195.1	-218.5	-214.2	-199.6	-182.4	-176.4	-184.5	-194.3	-189.8	
-116.1	-195.8	-219.1	-214.8	-200.3	-183.1	-177.1	-185.2	-195	-190.5	
-116.8	-196.5	-219.8	-215.5	-200.9	-183.8	-177.7	-185.8	-195.7	-191.1	
-117.4	-197.1	-220.5	-216.1	-201.6	-184.4	-178.4	-186.5	-196.3	-191.8	
-118.1	-197.8	-221.1	-216.8	-202.3	-185.1	-179	-187.2	-197	-192.4	
-118.7	-198.4	-221.8	-217.5	-202.9	-185.7	-179.7	-187.8	-197.6	-193.1	
-119.4	-199.1	-222.4	-218.1	-203.6	-186.4	-180.4	-188.5	-198.3	-193.8	
-120.1	-199.8	-223.1	-218.8	-204.2	-187.1	-181	-189.1	-199	-194.4	
-120.7	-200.4	-223.8	-219.4	-204.9	-187.7	-181.7	-189.8	-199.6	-195.1	
-121.4	-201.1	-224.4	-220.1	-205.6	-188.4	-182.3	-190.5	-200.3	-195.7	
-122	-201.7	-225.1	-220.8	-206.2	-189	-183	-191.1	-200.9	-196.4	
-122.7	-202.4	-225.7	-221.4	-206.9	-189.7	-183.7	-191.8	-201.6	-197.1	
-123.4	-203.1	-226.4	-222.1	-207.5	-190.4	-184.3	-192.4	-202.3	-197.7	
-124	-203.7	-227.1	-222.7	-208.2	-191	-185	-193.1	-202.9	-198.4	
-124.7	-204.4	-227.7	-223.4	-208.9	-191.7	-185.6	-193.8	-203.6	-199	
-125.3	-205	-228.4	-224.1	-209.5	-192.3	-186.3	-194.4	-204.2	-199.7	
-126	-205.7	-229	-224.7	-210.2	-193	-187	-195.1	-204.9	-200.4	
-126.7	-206.4	-229.7	-225.4	-210.8	-193.6	-187.6	-195.7	-205.6	-201	
-127.3	-207	-230.4	-226	-211.5	-194.3	-188.3	-196.4	-206.2	-201.7	
-128	-207.7	-231	-226.7	-212.2	-195	-188.9	-197.1	-206.9	-202.3	
-128.6	-208.3	-231.7	-227.4	-212.8	-195.6	-189.6	-197.7	-207.5	-203	
-129.3	-209	-232.3	-228	-213.5	-196.3	-190.3	-198.4	-208.2	-203.7	

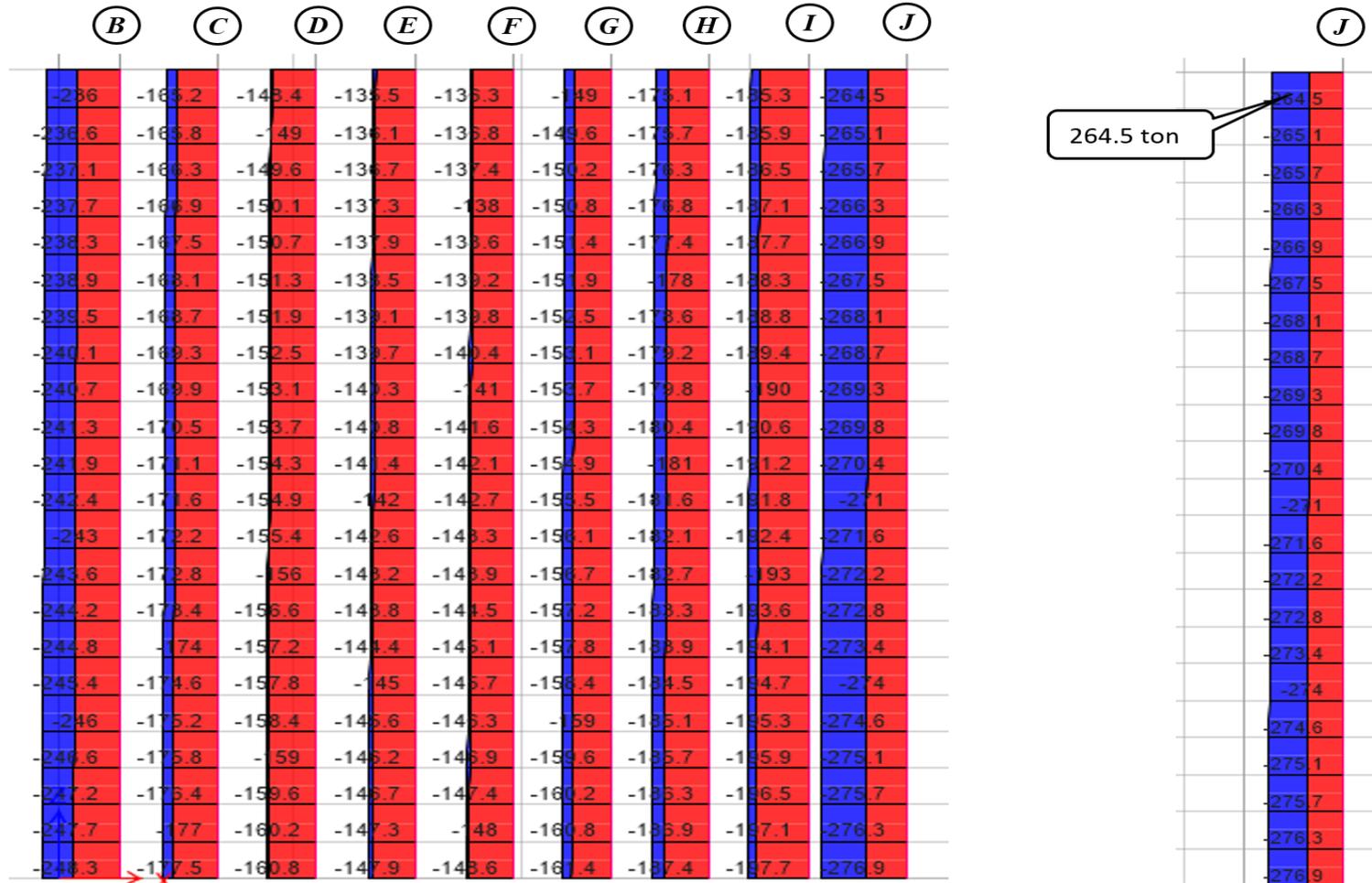
ANEXO N° 21: Fuerza cortante de los pilotes del eje B - combinación C1



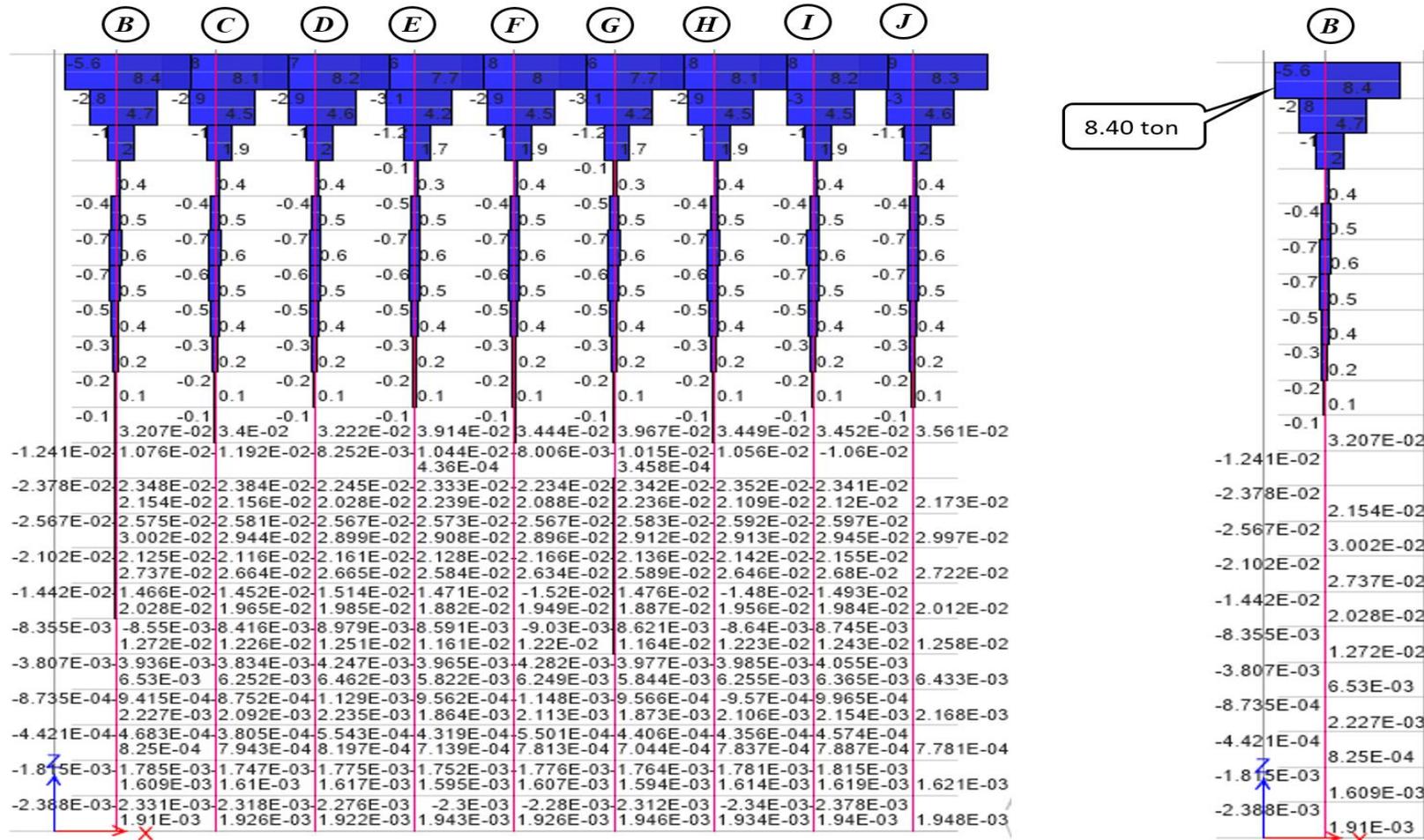
ANEXO N° 22: Momento flectores de los pilotes del eje B - combinación C1



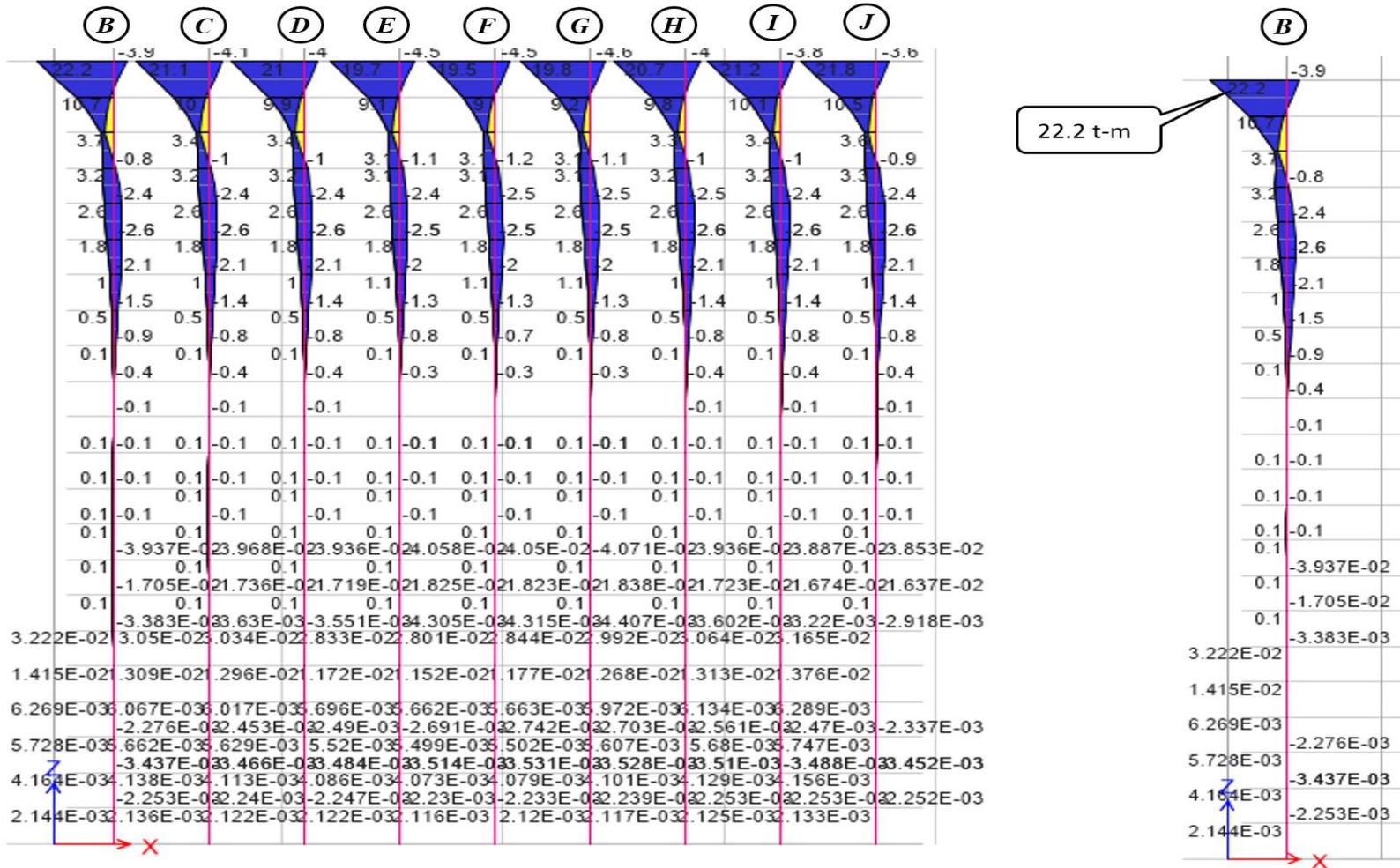
ANEXO N° 23: Fuerza axial máxima del pilote ubicado entre el eje 8-J - combinación C2



ANEXO N° 24: Fuerza cortante máxima del pilote ubicado entre el eje 2-B - combinación C4



ANEXO N° 25: Momento flector máximo del pilote ubicado entre el eje 11-B - combinación C4



**ANEXO N° 26: Verificación biaxial de Bresler para pilotes más desfavorables.**

PILOTE 2 - B								
	Mu22 (ton-m)	Mu33 (ton-m)	Pu (ton)	ØPnx	ØPny	ØPno	$Pu = \frac{1}{\left(\frac{1}{\phi Pnx} + \frac{1}{\phi Pny} - \frac{1}{\phi Pno}\right)}$	
Comb 1	-5.71	-5.08	189.14	395	395	400.96	389.21	Cumple
Comb 2	-7.61	-10.71	251.69	394	385	400.96	378.58	Cumple
Comb 3	-5.76	-9.09	190.52	395	390	400.96	384.36	Cumple
Comb 4	-12.64	-7.10	234.82	378	395	400.96	372.70	Cumple
Comb 5	-11.56	-5.25	173.65	382	395	400.96	376.59	Cumple

PILOTE 5 - B								
	Mu22 (ton-m)	Mu33 (ton-m)	Pu (ton)	ØPnx	ØPny	ØPno	$Pu = \frac{1}{\left(\frac{1}{\phi Pnx} + \frac{1}{\phi Pny} - \frac{1}{\phi Pno}\right)}$	
Comb 1	-5.31	-9.86	175.74	396	395	400.96	390.19	Cumple
Comb 2	-6.42	-14.27	212.35	394	360	400.96	354.38	Cumple
Comb 3	-4.68	-11.04	154.64	395	380	400.96	374.64	Cumple
Comb 4	-11.00	-9.48	164.12	380	390	400.96	370.14	Cumple
Comb 5	-10.68	-6.26	106.41	381	394	400.96	374.71	Cumple

PILOTE 8 - B								
	Mu22 (ton-m)	Mu33 (ton-m)	Pu (ton)	ØPnx	ØPny	ØPno	$Pu = \frac{1}{\left(\frac{1}{\phi Pnx} + \frac{1}{\phi Pny} - \frac{1}{\phi Pno}\right)}$	
Comb 1	-6.46	-9.77	213.50	394	390	400.96	383.41	Cumple
Comb 2	-7.12	-15.39	235.38	394	360	400.96	354.38	Cumple
Comb 3	-4.96	-12.20	163.91	395	378	400.96	372.70	Cumple
Comb 4	-11.55	-11.35	222.00	382	382	400.96	364.75	Cumple
Comb 5	-10.73	-8.16	150.54	385	387	400.96	372.11	Cumple

PILOTE 11 - B								
	Mu22 (ton-m)	Mu33 (ton-m)	Pu (ton)	ØPnx	ØPny	ØPno	$Pu = \frac{1}{\left(\frac{1}{\phi Pnx} + \frac{1}{\phi Pny} - \frac{1}{\phi Pno}\right)}$	
Comb 1	10.58	-8.13	114.78	385	387	400.96	372.11	Cumple
Comb 2	12.94	-16.26	123.37	378	350	400.96	332.38	Cumple
Comb 3	9.32	-13.57	36.72	390	370	400.96	360.65	Cumple
Comb 4	22.19	-10.46	45.91	275	385	400.96	267.40	Cumple
Comb 5	18.57	-7.78	7.41	320	394	400.96	315.55	Cumple

**ANEXO N° 27:** Plano de cimentación de platea más pilotes (E01).

**ANEXO N° 28:** Plano de detalles de platea y pilotes (E02).